

# **UNIVERSIDAD DE MÁLAGA**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES**



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

## **TESIS DOCTORAL**

### **ESTUDIO DE LA MEJORA DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS SUELO-CEMENTO TIPO MIXPILE**

**NOELIA CORONILLA OSORIO**

**DIRECTORES DE LA TESIS**

**D.JOSE RAMÓN DE ANDRÉS DÍAZ**

**D<sup>a</sup> MARÍA DOLORES RUBIO CINTAS**

**PROGRAMA DE DOCTORADO**


**INGENIERÍA Y GESTIÓN DE PROYECTOS**

**MÁLAGA, 2015**



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

AUTOR: Noelia Coronilla Osorio

 <http://orcid.org/0000-0002-9835-6544>

EDITA: Publicaciones y Divulgación Científica. Universidad de Málaga



Esta obra está bajo una licencia de Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-SinObraDerivada 4.0 Internacional:

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/legalcode>

Cualquier parte de esta obra se puede reproducir sin autorización  
pero con el reconocimiento y atribución de los autores.

No se puede hacer uso comercial de la obra y no se puede alterar, transformar o hacer  
obras derivadas.

Esta Tesis Doctoral está depositada en el Repositorio Institucional de la Universidad de  
Málaga (RIUMA): [riuma.uma.es](http://riuma.uma.es)

Dr D. JOSÉ RAMON DE ANDRÉS DÍAZ, Profesor Titular de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de la Universidad de Málaga, en el Área de Proyectos de Ingeniería y Dra D<sup>a</sup> M<sup>a</sup> DOLORES RUBIO CINTAS, Profesora Titular de la Escuela Politécnica Superior de Algeciras, en el Departamento de Ingeniería Industrial e Ingeniería Civil

actuando en calidad de Directores de la Tesis, HACEN CONSTAR:

Que la tesis presentada por D<sup>a</sup>. NOELIA CORONILLA OSORIO, con el título “ESTUDIO DE LA MEJORA DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS SUELO-CEMENTO TIPO MIXPILE”, se ha desarrollado bajo su dirección y reúne los requisitos necesarios para optar al grado de Doctor.

Y para que así conste a los efectos oportunos, expedimos y firmamos el presente documento en Málaga, a 16 de noviembre de dos mil quince.

Fdo:

Fdo.: D<sup>a</sup> MARIA DOLORES RUBIO CINTAS      Fdo.: JOSÉ RAMON DE ANDRÉS DÍAZ



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA





UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

A Carlos y Álvaro



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

## AGRADECIMIENTOS

Resulta muy difícil nombrar a todos los que con su apoyo, ofrecido de muchas maneras, me han hecho llegar hasta aquí

En primer lugar debo agradecer a mi familia toda la ayuda prestada, sobre todo con el cuidado de mis hijos.....sin su colaboración esta tarea no habría sido posible. A mis niños tengo que agradecerles o, de alguna manera, pedirles disculpas por el tiempo que no les he dedicado.

Debo dar las gracias a mis compañeros de trabajo tanto por sus aportaciones, que han sido fundamentales en la elaboración de esta tesis, como por las facilidades que me han puesto a lo largo de estos años para poder compaginar ambas cosas.

También quiero agradecer de manera muy especial a todos aquellos amigos que me han ayudado de manera tan intensa en estos últimos meses, prestándome toda su colaboración y su apoyo.

Y por último, a mis directores de tesis, no sólo por sus ayudas y consejos sino, sobre todo, por la confianza depositada en mí y por la paciencia y comprensión que han mostrado, adaptándose en todo momento a mis circunstancias nada fáciles.

Muchas gracias a todos ellos



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

---

## RESUMEN

Existen multitud de situaciones y motivos por los que se hace necesario una mejora o refuerzo del terreno. En general, cualquier suelo, por bueno que sea, puede ser tratado para mejorar sus características.

La mejora de terreno es uno de los temas de más auge actualmente en ingeniería geotécnica. El crecimiento de la población y la necesidad de expansión de nuestra sociedad, han hecho que se convierta en una disciplina de rápido desarrollo en ingeniería, ya que se presenta como alternativa para poder construir en terrenos blandos o compresibles.

Un buen método de mejora de terreno requiere el conocimiento de comportamiento fundamental de los suelos, de las distintas técnicas de mejora del suelo, los criterios de interacción de la estructura con el suelo en cuanto a resistencia y deformación, la programación de la ejecución de los trabajos y las limitaciones de los equipos disponibles.

En los últimos años se han desarrollado nuevos métodos, herramientas y procedimientos que también han sido aplicados en la práctica. Para respaldar esta evolución de una manera científica, se están llevando a cabo programas de investigación a nivel mundial, obteniendo como resultado una mayor y mejor cantidad de conocimientos que suponen la base para el establecimiento de los métodos de diseño, los procedimientos de ejecución y de control de calidad.

En este contexto podemos situar el sistema de mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento tipo Mixpile®, consistente en la mezcla del terreno natural con lechada de cemento, creando unas columnas de elevada resistencia sobre las que se apoya la cimentación.

De este modo, se consigue atravesar las capas de terreno que no resulten competentes para apoyar sobre ellas una cimentación, a la vez que se mejoran las características geomecánicas del suelo. El sistema de refuerzo o mejora del terreno Mixpile® disminuye la compresibilidad del mismo, provocando una reducción de los asentamientos en la cimentación, un aumento de la presión admisible y de la rigidez. Por tanto, incrementa la resistencia al corte del terreno, mejorando su capacidad portante y aptitud al servicio y, en consecuencia, la de los elementos de cimentación y de contención situados en él. En adelante, en este documento, denominaremos Mixpile® tanto al sistema de refuerzo o mejora de terreno como a cada una de las columnas obtenidas por este procedimiento.

---

La gama de aplicaciones del sistema abarca desde la cimentación de todo tipo de edificaciones donde haya que reforzar o mejorar los parámetros resistentes, hasta la estabilización de laderas, realización de contenciones y ejecución de terraplenes de carreteras y ferrocarriles..... si bien tanto los campos de aplicación como las condiciones en las que se puede emplear el sistema se van ampliando cada vez más.

Según las definiciones incluidas en el Código Técnico de la Edificación, Seguridad Estructural Cimientos (CTE-DB SE-C), el campo de aplicación previsto se podría delimitar dentro de su capítulo 8: "Mejora o refuerzo del terreno", o dentro del capítulo 5 "Cimentaciones profundas" como zonas pilotadas, es decir, como pilotes de escasa capacidad portante individual situados regularmente espaciados y destinados a reducir asientos o a mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones.

El rápido desarrollo de las técnicas y de los métodos de cálculo no ha venido acompañado, sin embargo, de una normativa al respecto. Para suplir este aspecto y, con el objetivo precisamente de garantizar que el sistema es conforme al CTE, a partir del año 2005 se comenzó a trabajar en el desarrollo del Documento de Idoneidad Técnica (DIT), que concede el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción. Se realizó un estudio exhaustivo de los métodos de cálculo existentes y un plan de seguimiento de las obras que permitió fijar las condiciones de utilización y puesta en obra, así como los métodos de control.

Los primeros resultados de ese trabajo se presentaron en el año 2008 para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados (DEA). Las líneas de investigación indicadas en el mismo sirvieron como base para el desarrollo definitivo del DIT, cuya obtención definitiva tuvo lugar en Diciembre de 2011.

Sin embargo, debido al enorme desarrollo que continúan sufriendo los sistemas de mejora de terreno y, sobre todo, aquellos donde podría encuadrarse el Mixpile®, esto es, las inclusiones rígidas y el Deep Soil Mixing (DSM), se hace necesario una revisión y actualización constante del sistema.

A lo largo de esta tesis, haremos un análisis de los distintos avances realizados en la materia y los compararemos con los utilizados hasta la fecha, con el objetivo de mejorar y optimizar los criterios de diseño del Mixpile®. Así mismo, se plantean una serie de ensayos que nos permitirán comprobar en qué medida los planteamientos teóricos se corresponden con los resultados realmente obtenidos en las obras ejecutadas.

Tras los estudios realizados y, como resultado de las conclusiones obtenidas en esta tesis, se ve la necesidad de modificar y/o ampliar algunos de los criterios incluidos en el DIT, cosa que se llevará a cabo durante su próxima renovación en Diciembre de 2016.

## ÍNDICE

Lista de figuras	18
------------------	----

Lista de tablas	27
-----------------	----

Notación	29
----------	----

<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>31</b>
---------------------	-----------

Motivación y objetivos	31
------------------------	----

Contenido del documento	33
-------------------------	----

<b>CAPÍTULO 1. SISTEMAS DE MEJORA DE TERRENO</b>	<b>35</b>
--	-----------

1.1. Métodos de mejora y refuerzos de terreno	37
---	----

1.2. Clasificación de los métodos de mejora y refuerzo de terrenos	37
--	----

1.2.1. Mejora de terreno sin mezclas en terreno no cohesivo o materiales de relleno. (A)	41
--	----

1.2.1.1.Compactación dinámica (A1)	41
------------------------------------	----

1.2.1.2.Vibrocompactación Dinámica (A2)	43
---	----

1.2.1.3.Compactación con Explosivos (A3)	45
--	----

1.2.1.4.Compactación de Pulso Eléctrico (A4)	45
--	----

1.2.1.5.Compactación Superficial (A5)	46
---------------------------------------	----

1.2.2. Mejora de terreno sin mezclas en tierra cohesiva. B	48
--	----

1.2.2.1.Sustitución (B1)	48
--------------------------	----

1.2.2.2.Precarga y Drenes Verticales (B2)	48
---	----

1.2.2.3.Precarga mediante Técnica de Vacío (B3)	50
---	----

1.2.2.4.Consolidación Dinámica con Drenaje Mejorado (B4)	51
1.2.2.5.Electro-Ósmosis o Consolidación Electro-Cinética (B5)	51
1.2.2.6.Estabilización Térmica (B6)	51
1.2.2.7.Compactación por Hidrovoladura (B7)	54
1.2.3. Mejora de terreno con mezclas o inclusiones. C	54
1.2.3.1.Vibrosustitución o Columnas de Grava (C1)	54
1.2.3.2.Sustitución Dinámica (C2)	56
1.2.3.3.Pilotes de Arena Compactada (C3)	57
1.2.3.4.Columnas Reforzadas por Geosintéticos (C4)	57
1.2.3.5.Inclusiones Rígidas (C5)	58
1.2.3.6.Columnas Reforzadas con Geosintéticos o Rellenos Pilotados (C6)	64
1.2.3.7.Método Microbiano (C7)	65
1.2.4. Mejora de terreno con adiciones tipo inyección. D	65
1.2.4.1.Inyección de Partículas (D1)	65
1.2.4.2.Grouting Químico (D2)	67
1.2.4.3.Métodos de Mezclado (D3)	67
1.2.4.4.Jet Grouting (D4)	71
1.2.4.5.Inyecciones de Compactación (D5)	73
1.2.4.6.Inyecciones de Compensación (D6)	75
1.2.5. Refuerzo de terreno. E	77



1.2.5.1.Tierra Reforzada con Acero o Geosintéticos (E1)	77
1.2.5.2.Anclajes al Terreno o bulonado (E2)	80
1.2.5.3.Los Métodos Biológicos (E3)	81
1.3. Comparación de los distintos sistemas	81
1.4. Clasificación de las columnas suelo-cemento	85
1.5. Descripción del sistema de mejora de terreno tipo Mixpile	86
1.6. Campos de aplicación del Mixpile®	88
1.6.1. Cimentaciones de todo tipo de estructuras	89
1.6.2. Soporte de excavaciones. Retención del terreno y/o agua	91
1.6.3. Estabilización de taludes	94
1.6.4. Barrera contra la Licuefacción	96
1.7. Conclusiones	97
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO</b>	<b>99</b>
2.1. Sistema de mejora de terreno tipo Mixpile. Estado actual	101
2.1.1. Principio y descripción del sistema	101
2.1.2. Materiales	105
2.1.3. Materiales y componentes del sistema	105
2.1.3.1. Terreno natural	105
2.1.3.2. Columna Suelo-Cemento tipo Mixpile	106
2.1.3.3. Plataforma de Transferencia	107
2.1.4. Principio de funcionamiento del sistema de mejora de terreno	

tipo Mixpile	108
2.2. Avances en el sistema de mejora de terreno mediante inclusiones rígidas	116
2.2.1. Clasificación dentro de las inclusiones rígidas	116
2.2.2. Principio de funcionamiento	117
2.2.3. Comportamiento de la plataforma de transferencia de carga	119
2.2.3.1. Mecanismos de transferencia de carga en la plataforma	125
2.2.3.1.1. Método de la Inclusión Ficticia	125
2.2.3.1.2. Método del cono de difusión	127
2.2.3.2. Cálculo de la transferencia límite a la cabeza de la inclusión	128
2.2.3.3. Verificación de los estados límites últimos en la LTP	134
2.2.3.4. Efecto borde	135
2.2.4. Comportamiento de la losa de cimentación	137
2.2.5. Interacción entre las inclusiones y terreno circundante	139
2.2.5.1. Rozamiento negativo	140
2.2.5.2. Movilización de la resistencia del suelo	147
2.2.5.3. Cálculo de asentos	148
2.2.6. Métodos de cálculo	149
2.2.6.1. Métodos analíticos	149
2.2.6.1.1. Glandy y Fossard (2002)	151
2.2.6.1.2. Simon (2010)	152

---

2.2.6.2. Modelos numéricos utilizando elementos finitos	153
2.2.6.2.1. Ventajas del modelo bidimensional	154
2.2.6.2.2. Limitaciones del modelo bidimensional	155
2.2.6.2.3. Consideraciones de modelado	157
2.2.6.2.4. Comportamiento del terreno bajo el volumen reforzado	159
2.2.6.3. Métodos basados en homogeneización	160
2.3. Avances en el sistema de mejora de terreno mediante DSM	164
2.3.1. Características mecánicas de las columnas DSM	163
2.3.1.1. Módulo de elasticidad (E)	163
2.3.1.2. Resistencia a compresión simple (UCS)	165
2.3.2. Valor característico UCS de material DSM	168
2.3.3. Parámetros que influyen en la UCS	169
2.3.4. Influencia de las inclusiones de suelo	172
2.4. Conclusiones	174
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA Y RESULTADOS OBTENIDOS</b>	<b>177</b>
3.1. Cuantificación de la mejora obtenida	179
3.2. Formulación para las características mecánicas de los Mixpile®	180
3.2.1. Formulación empleada actualmente	180
3.2.2. Formulación propuesta	183
3.3. Materiales y componentes	187

3.4. Metodología de verificación	188
3.5. Primera etapa: Estudios previos	191
3.5.1. Caracterización del terreno natural	192
3.5.1.1. Ensayos de campo	193
3.5.1.2. Ensayos de laboratorio	194
3.6. Segunda etapa: Diseño de la mejora de terreno	195
3.7. Tercera etapa: Controles durante la ejecución	203
3.7.1. Controles de recepción de materias primas o componentes	204
3.7.2. Control de puesta en obra del sistema	204
3.8. Cuarta etapa: Control de producto terminado	204
3.8.1 Probetas de la mezcla suelo-cemento	205
3.8.2. Placas de carga	208
3.9. Ejemplos de cálculo y control de calidad en obras reales	210
3.9.1. Colegio de abogados Melilla	210
3.9.2. Ampliación graderío estadio Las Palmas	219
3.10. Conclusiones	231
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS</b>	<b>233</b>
4.1. Ensayos realizados en el terreno intermedio	235
4.2. Ensayos realizados sobre los Mixpile	241
4.3. Análisis de resultados	242
4.4. Resultados de los ensayos a compresión simple	245

---

4.4.1. Terrenos granulares: Gravas	245
4.4.1.1. Resultados anómalos	246
4.4.1.2. Análisis de resultados	247
4.4.2. Terrenos granulares: Arenas	253
4.4.2.1. Resultados anómalos	253
4.4.2.2. Análisis de resultados	256
4.4.3. Terrenos coherentes	267
4.4.3.1. Resultados anómalos	267
4.4.3.2. Análisis de resultados	268
4.5. Placas de carga	275
4.5.1. Terreno de apoyo: Granular	277
4.5.2. Terreno de apoyo: Coherente	278
4.6. Conclusiones	279
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN</b>	<b>283</b>
5.1. Conclusiones	285
5.2. Futuras líneas de investigación	290
<b>REFERENCIAS</b>	<b>295</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>309</b>
ANEXO A. Fichas de control de obras	
ANEXO B. Documento de Idoneidad Técnica DIT 576/11	
ANEXO C. Tablas de correlaciones	

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

- Figura 1.1. Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas. Fuente: Mitchell, 1981; adaptado por Bielza, 1999
- Figura 1.2. Compactación dinámica con equipos de elevación ligeros. Fuente: Chu et al 2009
- Figura 1.3. Compactación dinámica con equipos de elevación usada en el proyecto de aeropuerto de Niza. Fuente: Chu et al 2009
- Figura 1.4. Método de las fases operativas de Vibrocompactación. Fuente: Raju y Sondermann 2005
- Figura 1.5. Utilización de vibradores dobles para el proyecto de Deria de Palmera en Dubai
- Figura 1.6. Método de compactación de pulso eléctrico. Fuente: Lomize et al.. 1973.
- Figura 1.7. Operación de compactación de pulso eléctrico. Fuente: Bishop et al. 2007
- Figura 1.8. La comparación de tres tipos diferentes de los métodos de compactación de superficie. Fuente: Mengé 2007
- Figura 1.9. Una máquina de compactación de impacto de Landpac. Fuente: Mengué 2007
- Figura 1.10. Método de precarga por vacío. Fuente: Chu et al.. 2008
- Figura 1.11. Sistema de consolidación de vacío. Fuente: Menard
- Figura 1.12. Congelación de terreno en Boston para el proyecto de la Gran Excavación
- Figura 1.13. Puesta en práctica del método de congelación del suelo. (a) Ilustración esquemática (b) Excavación durante la construcción. Fuente: P Yang 2008
- Figura 1.14. Esquema de puntos de actuación. Fuente: Sagaseta 2006
- Figura 1.15. Zonas de aplicación de los sistemas de vibroflotación o de columnas de grava según la curva granulométrica del terreno. Fuente: Sagaseta 2006
- Figura 1.16. Método vibroflotación vía seca. Fuente: Raju y Sondermann 2005
- Figura 1.17. Sistema de instalación de columna de grava para obras extraterritoriales. Fuente: Chu et al. 2009
- Figura 1.18. Proceso de sustitución dinámica. Fuente: Chu et al. 2009
- Figura 1.19. Columna reforzada por geosintético (GCC) (a) Llenado con arena del geotextil (b) Retirada de la cubierta (c) Columna terminada. Fuente: Raithel et al. 2005
- Figura 1.20. Barrena usada para la ejecución de CMC. Fuente: Plomteux y Porbaha 2004
- Figura 1.21. Malla de columnas suelo-cemento. Fuente: Elaboración propia
- Figura 1.22. Formación de una columna de grava inyectada. Fuente: Liu et al 2007
- Figura 1.23. Pilote de hormigón - in situ y de gran diámetro. Fuente: Liu et al.. 2003

- Figura 1.24. Pilote de hormigón en Y in situ. Fuente: Liu 2007<sup>a</sup>
- Figura 1.25. Diseño de terraplén reforzado con geosintético soportado por columna. Fuente: Collin et al.. 2005
- Figura 1.26. Uso de refuerzo con geosintéticos. Fuente: Liu 2007<sup>a</sup>
- Figura 1.27. Mejora del terreno con adiciones tipo inyección mediante Tubo-manguito (TAM). Fuente: Kutzner 1996
- Figura 1.28. Penetrabilidad del grouting químico. Fuente: Karol 2003
- Figura 1.29. Clasificación del método de mezclado profundo. Fuente: Essler y Kitazume 2008
- Figura 1.30. Patrones típicos de mejora de terreno. Fuente: Essler y Kitazume 2008
- Figura 1.31. Esquema de ejecución de mixing húmedo. Fuente: Essler y Kitazume 2008
- Figura 1.32. Método de mixing (MDM) seco modificado. Fuente: Gunther et al.. 2004
- Figura 1.33. Método de CSM de Geomix. Fuente: Borel 2007
- Figura 1.34. Esquema de los tres métodos de inyección. Fuente: Alonso Pollan J.A.2014
- Figura 1.35. Límites de aplicación de los distintos de tratamientos de inyección. Fuente: Celma 2004
- Figura 1.36. Máquina de mezclado (JMM). Fuente: Osborne y Ng 2008
- Figura 1.37. Típica secuencia de grouting de compactación. Fuente: Woodward 2005
- Figura 1.38. Compactación grouting–aplicabilidad en función del tipo de suelo. Fuente: Alonso Pollan J.A. 2014
- Figura 1.39. Inyecciones de compensación para la construcción de un túnel. Fuente: Kummerer 2003
- Figura 1.40. Inyecciones de compensación adyacente a una excavación reforzada. Fuente: Liu 2003
- Figura 1.41. Esquema de refuerzo de tierras. Fuente: Chu et al. 2009
- Figura 1.42. Tipos comunes de geotextil envueltos alrededor de una ladera. Fuente: Chu et al 2009
- Figura 1.43. Pared de MSE en USA. Fuente: Chu et al. 2009
- Figura 1.44. Varias aplicaciones de anclajes. Fuente: De Cock 2008
- Figura 1.45. Evolución de los niveles de cimentación
- Figura 1.46. Ejecución de Mixpile bajo zapata corrida en el Estadio de Fútbol del Gran Canaria. Fuente: Elaboración propia
- Figura 1.47. Noria gigante en el Puerto de Málaga.Fuente: Diario Sur
- Figura 1.48. Vista esquemática del plano secante de ejecución (A) columnas cilíndricas DSM y (B) paneles rectangulares DSM. Fuente: Denies et al 2012

Figura 1.49. Contención realizada con columnas Mixpile en San Juan de Letrán (Málaga).

Fuente: Elaboración propia

Figura 1.50. Estabilización de talud en Gran Canaria con sistema Mixpile®. Fuente:Elaboración propia

Figura 1.51. Maquinaria realizando estabilización de talud en Gran Canaria con sistema Mixpile®. Fuente: Elaboración propia

Figura 1.52. Estabilización de talud F.S 1,5 con sistema Mixpile®. Fuente: Elaboración propia

Figura 1.53. Vista 3D de la estructura Geomix. Fuente: Benhamou y Mathieu (2012)

## CAPÍTULO 2

Figura 2.1. Distribución en malla de los pilotes Mixpile. Fuente: D.I.T. 576/11

Figura 2.2. Ejecución de los pilotes Mixpile. Fuente: D.I.T 576/11

Figura 2.3. Distribución en malla de los pilotes Mixpile. Fuente: Elaboración propia

Figura 2.4. Colchón de grava sobre los Mixpile. Fuente: Elaboración propia

Figura 2.5. Losa de cimentación apoyada en pilotes Mixpile. Fuente: D.I.T. nº 576/11

Figura 2.6. Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado. Fuente: C.T.E.-S.E Cimientos

Figura 2.7. Filosofía geo-mecánica de diseño para DSM. Fuente: Eurosoilstab 2002

Figura 2.8. Parámetro de relación  $\alpha$  entre áreas. Fuente: D.I.T. nº 576/11 2011

Figura 2.9. Columna rígida sin necesidad de confinamiento lateral. Fuente: Elaboración propia

Figura 2.10. Tipo de cimentación. Fuente: IREX 2012

Figura 2.11. Principio de funcionamiento. Fuente: Jenck 2005

Figura 2.12. Fuerza en la cabeza de la inclusión. Fuente: IREX 2012

Figura 2.13. Campos de desplazamiento para diversos espesores de plataforma de transferencia granulares. (vista superior y sección transversal vertical entre inclusiones rígidas) (hm = 0,5 m, izquierda) y (hm = 1.0 m, a la derecha). Fuente: Chevalier 2010

Figura 2.14. Redes de tensión dentro de la plataforma de transferencia granular. Fuente: Baudouin 2010

Figura 2.15. Desplazamientos en la plataforma de transferencia de carga. Fuente: Jenck 2005

Figura 2.16. Composición de los dominios en LTP mostrando los leves desplazamientos de las partículas y la eficacia obtenidos con y sin losa ( LTP con espesor de 0.5 m). Fuente: Chevalier 2011

Figura 2.17. Evolución de las eficiencia versus el espesor de plataforma de transferencia de carga para el caso "Terraplén" y el caso "Losa de cimentación". Fuente: Dinh 2009



- Figura 2.18. Comparación de mecanismos de transferencia de carga debajo de un terraplén y de una losa de cimentación (modelo 3D). Fuente: Laurent 2002
- Figura 2.19. Enfoque de Combarieu (1988)
- Figura 2.20. Esquema de altura activa  $h_a$ . Fuente: IREX, 2012
- Figura 2.21. Hipótesis y geometría del problema. Fuente: Berthelot et al., 2007
- Figura 2.22. Diagrama de fallo según Prandtl en la plataforma de transferencia de carga. Fuente: IREX, 2012
- Figura 2.23. Parámetros geométricos que describen el diagrama de insuficiencia de Prandtl
- Figura 2.24. Parámetros geométricos que describen el diagrama de insuficiencia de Prandtl
- Figura 2.25. Comparación de los valores calculados y medidos de tensión límite en la cabeza la inclusión. Fuente: Okay 2010
- Figura 2.26. Diagrama de fracaso en la plataforma de transferencia de carga
- Figura 2.27. Técnica con el desarrollo del cono de corte. Fuente: IREX, 2012
- Figura 2.28. ULS subrayan dominio con la consideración de la ecuación de conservación de la carga. Fuente: Varaksin et al., 2013
- Figura 2.29.  $q_{p,d+}$  y deformabilidad de varias capas de suelo. Fuente: Varaksin et al., 2013
- Figura 2.30. Efecto borde. Fuente: Varaksin et al., 2012
- Figura 2.31. Filas de inclusión. Fuente: IREX, 2012
- Figura 2.32. Campaña experimental de Saint - Ouen – l'Aumône. Fuente: Briançon 2007
- Figura 2.33. Influencia del módulo de plataforma de transferencia de elasticidad en la eficiencia, los asientos y las cargas en una losa de cimentación. Fuente: Okay 2010
- Figura 2.34. Influencias del ángulo de rozamiento de plataforma de transferencia y la cohesión sobre los momentos flectores en la losa de cimentación. Fuente: Okay y Dias 2010.
- Figura 2.35. Mecanismo de transferencia de cargas. Fuente: Rodrigo Gómez Pérez y Svetlana Melentijevic 2014. (Adaptación Berthelot et al., 2003)
- Figura 2.36. Esquema de rozamiento negativo. Fuente: ASIRI National Project 2012
- Figura 2.37. Distribución de la tensión  $\sigma_v(z, r)$ . Fuente: Adaptación Combarieu 1988
- Figura 2.38. Abaco utiliza para determinar el valor de  $I$ . Fuente: Norma NF P 94-262
- Figura 2.39. Rozamiento a través de terreno blando. Adaptación Combarieu 1988
- Figura 2.40. Altura crítica  $h_c$  en un suelo homogéneo cargado uniformemente. Fuente: Roger Frank 1999
- Figura 2.41. Coeficiente  $m(\lambda, b/R)$ . Fuente: Roger Frank 1999
- Figura 2.42. Sección del suelo con inclusión rígida en suelo duro. Fuente: Varaksin et al 2013. Adaptación Combarieu 1988

Figura 2.43. Modelo de la célula básica alrededor de la inclusión. Fuente: IREX, 2012

Figura 2.44. Descomposición del problema en dos dominios. Fuente: Glandy y Fossard 2002

Figura 2.45. Principio fundamental del protocolo de tres fases. Fuente: Simon 2010.

Figura 2.46. Modelización de terraplén en deformación plana a) comportamiento equivalente a flexión ( $e=0,15m$ ) b) comportamiento equivalente a axil ( $e=0,05m$ ). Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

Figura 2.47. Variación de la profundidad del punto neutro en función del módulo de deformación del suelo blando. Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

Figura 2.48. Transformación para la modelización. Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

Figura 2.49. Esquema de refuerzo de suelos *in situ* por medio de inclusiones rígidas (caso terraplén) y célula básica. Fuente: Hassen et al 2009

Figura 2.50. Esquema de refuerzo de suelos por medio de inclusiones rígidas (losa) y célula básica. Fuente: Hassen et al 2009

Figura 2.51. Criterios geométricos para el modelos de deformación plana de un terreplén sobre inclusiones rígidas. Fuente: Hassen et al 2009

Figura 2.52. Asientos en profundidad modelización con elementos finitos en deformación plana y axisimétrica. Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

Figura 2.53. Modelo de suelo equivalente. Fuente: Elaboración propia

Figura 2.54. Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas. Fuente: DIT 576/11

Figura 2.55. Correlación entre E y la densidad de las muestras. Fuente: Denies et al 2013

Figura 2.56. Relación entre E y el UCS. Fuente: Denies et al 2013

Figura 2.57. Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos arenosos

Figura 2.58. Histograma de los resultados UCS de las columnas CSM para terrenos arenosos

Figura 2.59. Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos limosos

Figura 2.60. Histograma de los resultados UCS de las columnas CSM para terrenos limosos

Figura 2.61. Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos arcillosos

Figura 2.62. Histograma de los resultados UCS de los sistemas CMS para terrenos arcillosos

Figura 2.63. Factores de seguridad acumulados sobre el  $F_m.mittel$  y factor de seguridad equivalente global. Fuente: DIN 4093 (2012)

Figura 2.64. Porcentaje de inclusiones de suelo en material de DSM. Fuente: Denies et al. (2012b)

Figura 2.65. a) prueba de gran escala es material de DSM (bloque de dimensiones 61 x 53 x 124 cm), b) Malla generada para las simulaciones discontinuos de una muestra con

dimensiones 120x240 mm c) Simulación del patrón de fractura del modelo.

Fuente: Vervoort et al. (2012)



## CAPÍTULO 3

Figura 3.1. Columnas Mixpile bajo freático. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.2. Resultado de los ensayos de compresión simple 28 días. Fuente: Elaboración propia  
DEA 2009

Figura 3.3. Factor de seguridad frente al tope estructural del Mixpile. Fuente: Elaboración propia DEA 2009

Figura 3.4. Módulo de deformación E de la columna suelo-cemento según el ensayo a compresión simple. Fuente: Elaboración propia DEA 2009

Figura 3.5. Sistema unificado de suelos

Figura 3.6. Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas. Fuente: DIT 576/11

Figura 3.7. Modelo de suelo equivalente. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.8. Testigo mezcla suelo-cemento. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.9. Placa de carga. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.10. Distribución Mixpile Colegio de abogados. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.11. Resultado rotura probetas Colegio abogados. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12. Resultado rotura probetas Colegio abogados. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.13. Placa de carga Colegio abogados. Fuente: Elaboración propia

Figura 3.14. Distribución Mixpile Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO 4

Figura 4.1. . Vista del centro socio-cultural Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2. Columnas de sondeos Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3. Distribución Mixpil Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.4. Distribución ensayos. Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.5. Penetro nº 1 y nº 2 Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.6. Penetro nº 3 y nº 4 Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.7. Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente:  
Elaboración propia

Figura 4.8. Ejecución de Mixpile en Las Palmas de Gran Canaria. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.9. Influencia del contenido de finos en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.10. Influencia del contenido de arenas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.11. Influencia del contenido de gravas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.12. Influencia del contenido de finos en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.13. Influencia del contenido de arenas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.14. Influencia del contenido de gravas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.15. Influencia del nivel freático en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.16. Influencia del tipo de cemento en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.17. Influencia del consumo de cemento en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.18. Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Gravas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.19 Relación entre la Qu real/ Qu estimada en función de la Qu estimada. Gravas  
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.20. Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas.

Figura 4.20. Columna estatigráfica Centro Cultural Cangas do Morrazo

Figura 4.21. Ensayo realizado en Molina de Segura

Figura 4.22. Resultados penetrometro en Molina de Segura

Figura 4.23. Ejecución de Mixpile en Molina del Segura

Figura 4.24. Influencia del porcentaje de finos en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.25. Influencia del porcentaje de arenas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.26. Influencia del porcentaje de gravas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.27. Influencia del porcentaje de finos en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad

Figura 4.28. Influencia del porcentaje de arenas en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad

Figura 4.29. Influencia del porcentaje de gravas en La qu obtenida en Los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad

Figura 4.30. Influencia del LL en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.31. Influencia del LP en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.32. Influencia del IP en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.33. Influencia del nivel freático en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.34. Influencia del tipo de cemento en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.35. Influencia del consumo de cemento en La qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas

Figura 4.36. Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas

Figura 4.37. Relación entre la Qu real/ Qu estimada en función de la Qu estimada. Arenas

Figura 4.38. Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas no plásticas

Figura 4.39. Pendiente Relación entre la Qu real/ Qu estimada en función de la Qu estimada. Arenas no plásticas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.40. Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas plásticas Fuente: Elaboración propia

Figura 4.41: Relación entre la Qu real/ Qu estimada en función de la Qu estimada. Arenas plásticas Fuente: Elaboración propia

Figura 4.42. Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas (Eliminando rellenos sin clasificar) Fuente: Elaboración propia

Figura 4.43: Relación entre la Qu real/ Qu estimada en función de la Qu estimada. Arenas (Eliminando rellenos sin clasificar). Fuente: Elaboración propia

Figura 4.44: Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas.

Figura 4.45: Influencia del porcentaje de finos en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente:Elaboración propia

Figura 4.46: Influencia del porcentaje de arenas en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas Fuente:Elaboración propia

Figura 4.47: Influencia del porcentaje de gravas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.48: Influencia del LL en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.49: Influencia del LP en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.50: Influencia del IP en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.51: Influencia del nivel freático en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.52: Influencia del tipo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.53: Influencia del nivel freático en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.54:  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.55: Relación entre la  $q_u$  real/  $q_u$  estimada en función de la  $q_u$  estimada. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.56:  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arcillas (Eliminando rellenos sin clasificar). Fuente: Elaboración propia

Figura 4.57: Relación entre el K30 real y el K30 estimado. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.58: K30 real/K30 estimado en función del N30. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.59: K30 real/K30 estimado en función Q admisible. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.60: K30 real/K30 estimado en función de la tensión de la probeta a 28 días. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.61: K30 real/K30 estimado en función de la longitud del Mixpile. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.62: Relación entre el K30 real y el K30 estimado. Granular. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.63: K30 real/K30 estimado en función de la longitud del Mixpile. Granular.

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.64: Relación entre el K30 real y el K30 estimado. Coherente. Fuente: Elaboración propia

Figura 4.65: K30 real/K30 estimado en función de la longitud del Mixpile. Coherente. Fuente: Elaboración propia

## LISTA DE TABLAS

### CAPÍTULO 1

Tabla 1.1. Clasificación de los métodos de mejora y refuerzo del terreno (Schaefer, 1997)

Tabla 1.2. Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno (Ministerio de Fomento, 2002)

Tabla 1.3. Clasificación de métodos de mejora de terreno (Ground Improvement GI). Fuente: Chu et al.. 2009

Tabla 1.4. Tipos de las inclusiones rígidas. Fuente: Alonso Pollán J.A 2014

Tabla 1.5. Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno  
Fuente:Ministerio de Fomento, 2002)

Tabla 1.6. Comparación de los tipos tradicionales de soportes de excavación.  
Fuente: Rutherford et al. 2.005

Tabla 1.7. Comparación de las técnicas de excavación con sistemas de mejora de terreno.  
Fuente: Rutherford et al. 2.005

Tabla 1.8. Resumen de los métodos de mejora del suelo para evitar la licuefacción.  
Fuente:Al-Tabaa 2003

### CAPÍTULO 2

Tabla 2.1. Condiciones de mezclado de los pilotes Mixpile. Fuente: D.I.T 576/11

Tabla 2.2. Valores de referencia para un pilote  $\varnothing 45$  Mixpile. Fuente: D.I.T 576/11

Tabla 2.3. Consumo habitual de cemento y propiedades del terreno tratado. Fuente: D.I.T 576/11

Tabla 2.4. Principales tipos de inclusiones rígidas (Briançon 2002)

Tabla 2.5. Parámetros geométricos que describen el diagrama de nsuficiencia de Prandtl

Tabla 2.6. Valores  $N_q$ . Fuente: Fuente: Okyay 2010

Tabla 2.7. Cálculo de cimentaciones superficiales y profundas. Fuente: Roger Frank 1999

Tabla 2.8. Cohesión y ángulo de rozamiento en columnas Mixpile. Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.9. Relación entre UCS, cortes y fuerzas.Fuente: Topolnicki y Trunck 2006

Tabla 2.10. Módulo de elasticidad estático y de Poisson en columnas Mixpile.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla 2.11. Valores máximos y mínimos de UCS. Fuente: Denies et al 2013

### CAPÍTULO 3

Tabla 3.1. Consumo de cemento y resistencias a compresión simple según tipo de terreno.

Fuente: DIT 576/11, 2011

Tabla 3.2. Cohesión y ángulo de rozamiento en columnas Mixpile. Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3. Módulo de elasticidad estático y de Poisson en columnas Mixpile.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4. Valores orientativos de densidad de suelos. Fuente: CTE

Tabla 3.5. Consumo de cemento y resistencias a compresión simple según tipo de terreno.

Fuente: DIT 576/11, 2011

Tabla 3.6. Parámetros introducidos en programa Settle 3D. Fuente: Elaboración propia

### CAPÍTULO 4

Tabla 4.1. Correlación entre  $N_{dpsh}$  y  $N_{spt}$

Tabla 4.2. Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Gravas. Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.3. Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Gravas. Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4. Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Arcillas. Fuente: Elaboración propia



## NOTACIÓN

C	Dosificación de cemento kg/m <sup>3</sup> o en %
C63	Porcentaje que pasa por el tamiz a 63µm (en masa)
s	Desplazamientos
w	Humedad
LL, LP	Límites de Atterberg (líquido y plástico)
z	Profundidad
A	Sección transversal
a / c	Relación agua/cemento ( en masa)
E	Módulo de Young
H	Altura del terraplén
IP	Índice de plasticidad
L	Longitud de las columnas
Qu	Resistencia a la compresión simple
UCS	Resistencia a la compresión simple
SCF	Factor de concentración de tensiones
$\alpha$	Factor de tratamiento
$\beta$	Relación contenido de agua inicial y final
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\sigma$	Tensión normal
$\tau$	Tensión tangencial
$\phi$	Ángulo de rozamiento

Subíndices / superíndices:

Mix	mixpile
c, s, equiv	columna, suelo, suelo equivalente
e,p	elástico, plástico
d, ap, sat	seco, aparente, saturado
i, u, f,	inicial (previo), sin drenaje, final
'(apóstrofe)	tensiones efectivas

Abreviaturas:

ASIRI	Mejora de terreno mediante inclusiones rígidas
CC	Consolidación dinámica
CMC	Columnas de módulo controlado
CTE	Código Técnico de la Edificación
DIT	Documento de idoneidad técnica

DSM	Deep Soil Mixing
E.L.	Equilibrio límite
E.F.	Elementos finitos
ISSMGE	Sociedad internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica
LTP	Plataforma de transferencia de carga
MSE	Muro de tierra estabilizada
N.F.	Nivel freático
SPT	Ensayo de penetración dinámica estándar

## INTRODUCCIÓN

### MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

En las últimas décadas, la cada vez mayor ocupación del suelo y su consiguiente incremento de valor, ha obligado a utilizar zonas marginales que plantean nuevos retos a la ingeniería geotécnica.

Esta situación, sumada a la mayor importancia de las consideraciones medioambientales en los proyectos de ingeniería, permite abrir la puerta a un gran número de soluciones diferentes de las convencionales.

Sin embargo, estas diferentes alternativas necesitan demostrar su idoneidad técnica y su rentabilidad económica. Para ello, son necesarios estudios que mejoren su eficacia y puesta en obra e investigaciones que permitan conocer mejor su comportamiento y realizar diseños más ajustados y económicos.

Las columnas suelo-cemento tipo Mixpile®, constituyen una de estas soluciones que posibilitan realizar actuaciones en terrenos marginales o blandos. Se trata de una técnica que comenzó a emplearse hace varias décadas y que ha demostrado sobradamente su competitividad.

Sin embargo, el conocimiento tanto de los criterios de cálculo como de las características del material existente y las diferentes aplicaciones del sistema, siguen actualmente en pleno desarrollo.

Son abundantes los congresos internacionales y programas a nivel nacional que están teniendo lugar en los últimos años con la finalidad de conocer cada vez mejor el funcionamiento del sistema.

Entre ellos cabe destacar:

- Congresos internacionales de Deep Soil Mixing
- Estocolmo 2005, Japón 2009, Nueva Orleans 2012, San Francisco 2015
- Programa nacional ASIRI: Desarrollado por las grandes empresas del sector en Francia
- Proyecto BBRI (Belgian Building Research Institute)
- Más del 50% de los artículos presentados en los últimos congresos del comité técnico del ISSMGE “T211: Ground Improvement” son referentes a técnicas de DSM e inclusiones rígidas, donde se engloba el sistema Mixpile®

Todo esto nos permite tener una idea del rápido desarrollo y el interés despertado por este tipo de técnicas.

Países como Suecia, Japón, Bélgica, Francia o Estados Unidos son pioneros en el estudio de sistemas de mejora de terreno similares, si bien la experiencia en cuanto a técnicas o aplicaciones varía de manera significativa de un lugar a otro.

En España, no existe ningún programa de estudio en particular ni normativa al respecto. El CTE-SE-C habla en su apartado 8 de que existen sistemas de mejora de terreno, pero sin ningún desarrollo del mismo.

De este vacío en cuanto a lo que en normativa se refiere, surgió la necesidad de desarrollar un documento de idoneidad técnica que garantizase que los criterios particulares de cálculo, procedimientos de ejecución y control que caracterizan al sistema Mixpile® y que, a su vez, lo diferencian del resto de mejoras de terreno, se encontraban de acuerdo al CTE.

Para ello, basándonos en los estudios previos realizados para la obtención del DEA y, en colaboración con la empresa MIXAN MIX ANDALUCÍA S.L., se desarrolló el DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA número 576/11, del sistema de mejora o refuerzo de terrenos MIXPILE®, cuya concesión por parte del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, tuvo lugar en Diciembre del 2011, considerando que, la evaluación técnica realizada permitía concluir que el sistema es conforme al Código Técnico de la Edificación..

Sin embargo, el rápido desarrollo tanto a nivel de diseño como de procedimientos de sistemas similares hace necesario llevar a cabo una revisión continua y la ampliación de los criterios empleados hasta el momento.

Por ello, partiendo de los conocimientos alcanzados hasta la fecha en lo referente al sistema Mixpile® y que se reflejaron en el DIT del mismo, se realizará un estudio de los avances desarrollados a nivel internacional así como de nuestra experiencia particular en cuanto a procedimientos de ejecución, criterios de cálculo y aplicaciones.

Este mayor conocimiento, nos llevará a una mejora y optimización de los criterios de diseño del sistema de mejora tipo Mixpile®, de manera que suponga una alternativa cada vez más eficiente de cara a solucionar las diferentes problemáticas que puedan plantearse a nivel geotécnico.

## CONTENIDO DEL DOCUMENTO

La presente tesis doctoral se divide en cuatro capítulos.

- **Capítulo 1: Sistemas de mejora de terreno**

En el primer capítulo se expone la importancia actual de las mejoras de terreno, haciendo una relación de los distintos métodos existentes para detectar cuales presentan mayores similitudes con nuestro sistema. Esto supondrá un punto de partida para el desarrollo de criterios de cálculo y métodos de ejecución en capítulos posteriores.

Se hace también una breve descripción del sistema Mixpile® y de sus principales ventajas y campos de aplicación

- **Capítulo 2: Estados del conocimiento**

En el segundo capítulo se expone el estado del conocimiento del sistema actual del Mixpile® para luego realizar un estudio de los últimos avances que han tenido lugar en los campos de las inclusiones rígidas y del Deep Soil Mixing, con el objeto de analizar qué nuevos criterios se pueden incluir en el diseño del sistema de mejora tipo Mixpile®

- **Capítulo 3: Metodología y resultados obtenidos**

En el tercer capítulo se establece un procedimiento para la toma de datos, estimación de los parámetros de diseño y su posterior comprobación por medio de los métodos de control.

Dichos métodos están basados principalmente en ensayos a compresión simple de las probetas suelo-cemento y placas de carga sobre los Mixpile®, que nos permitirán verificar la corrección de los datos estimados, así como realizar un estudio de la influencia de los distintos parámetros en los resultados obtenidos.

Todo esto se acompaña de dos ejemplos de obras reales que ilustran el procedimiento

- **Capítulo 4: Análisis de resultados**

En el cuarto capítulo se analizan los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el terreno natural y, principalmente, las columnas suelo-cemento.

Con todo ello se pretende comprobar la validez o no de los criterios considerados a priori y, en su caso, establecer nuevos criterios a considerar.

- **Capítulo 5: Conclusiones y futuras líneas de investigación**

En el último capítulo se exponen las principales conclusiones alcanzadas tras los estudios realizados en la presente tesis.

También se establecen distintos aspectos en los que se ve la necesidad de alcanzar un mayor conocimiento de los mismos, por lo que se establecen posibles líneas de investigación en dichos campos.

Las referencias y anexos completan el documento.

# 1

## Capítulo

---

## SISTEMAS DE MEJORA DE TERRENO

---





## **1.1 MÉTODOS DE MEJORA Y REFUERZO DE TERRENOS**

Cuando el terreno ofrece garantías suficientes frente a la estabilidad y produce unos asentamientos admisibles para la estructura, la solución mediante cimentación superficial es obviamente la mejor opción.

Si al menos uno de estos dos criterios no se cumple, la alternativa convencional consistiría en el empleo de cimentaciones profundas. Sin embargo, existen muchas situaciones intermedias en las que el terreno posee una calidad media o bien las estructuras producen asentamientos mayores de los admisibles en los que la solución de cimentación superficial no es aceptable, mientras que la solución de cimentación profunda está sobredimensionada en comparación con lo que sería estrictamente necesario.

Es por eso que la mejora de terreno es uno de los temas de más auge actualmente en ingeniería geotécnica, ya que se presenta como alternativa para poder construir en terrenos blandos o compresibles con todas las garantías desde el punto de vista técnico pero de una manera más eficiente, rápida, fácil y económica, además de presentar ventajas importantes también desde el punto de vista medioambiental.

Para poder conseguir todo esto se requiere, por tanto, el conocimiento de comportamiento del terreno, de las distintas técnicas de mejora del suelo, los criterios de interacción de la estructura con el suelo en cuanto a resistencia y deformación, la programación de la ejecución de los trabajos y las limitaciones de los equipos disponibles.

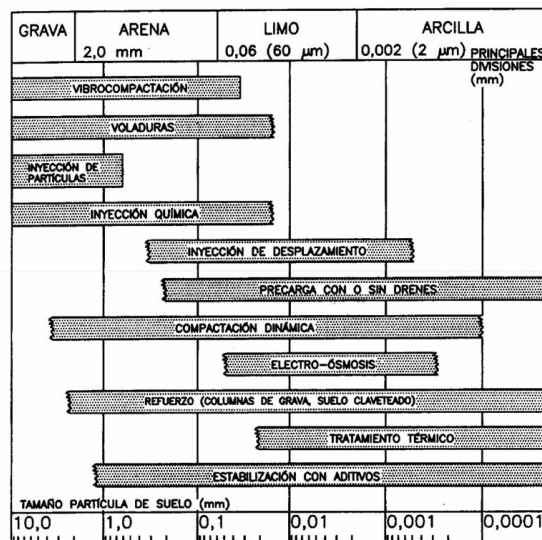
En los últimos años se han desarrollado y aplicado en la práctica multitud de nuevos métodos, herramientas y procedimientos.

## **1.2. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE MEJORA Y REFUERZO DE TERRENOS**

Existen numerosos intentos de clasificación de estas técnicas, y cualquier tratado sobre el tema comienza por un intento de clasificación de las mismas. En general, atendiendo a diversos aspectos de su ejecución o de sus objetivos, se puede hablar de técnicas:

- Estáticas o dinámicas
- Puntuales o en masa
- Con inclusiones de elementos o no
- Por desplazamiento o por extracción
- Temporales o permanentes
- Sistemáticas (previas) o para remediación (a posteriori)
- De mejora o de refuerzo

Mitchell (1981) realizó un amplio resumen de éstas técnicas en su ponencia del Congreso Internacional celebrado en Estocolmo. En la figura 1.1 se muestra la clasificación que realizó en función de la granulometría del suelo a tratar.



**Figura 1.1** / Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas. Fuente: Mitchell, 1981; adaptado por Bielza, 1999

Otras clasificaciones se centran en diferenciar entre mejora o refuerzo del terreno, como ocurre en Schaefer (1997). Se clasifican en tres grandes grupos (Tabla 1.1) que dan título a la publicación: Mejora del Terreno (*“Ground Improvement”*), Refuerzo del Terreno (*“Ground Reinforcement”*) y Tratamiento del Terreno (*“Ground Treatment”*).

Refuerzo	Mejora	Tratamiento
Columnas de grava	Compactación dinámica	Mezcla con cal
Jet-grouting	Precarga	Mezcla con cenizas volantes
Anclaje	Drenaje (PVD)	Drenaje por vacío
Bulonado	Electroósmosis	Calentamiento
Micropilotes	Compactación mediante explosiones	Congelación
Columnas de cal		Vitrificación
Columnas de suelo-cemento		
Geosintéticos		

**Tabla 1.1** / Clasificación de los métodos de mejora y refuerzo del terreno. Fuente: Schaefer 1997

En la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2002), tabla 1.2, se enuncian los siguientes métodos:

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Nota: La permeabilidad inicial del terreno que se requiere para poder impregnarlo, depende del producto inyectado:

Lechadas de cemento:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-2}$  cm/s  
 Lechadas de microcemento:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-3}$  cm/s  
 Geles y otros productos químicos:  $k_{\text{terreno}} > 10^{-4}$  cm/s

**Tabla 1.2 / Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno**

*Fuente: Ministerio de Fomento, 2002*

La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) tiene asignado a este tema el Comité Técnico nº 211 bajo el nombre de Mejora del Terreno (“TC-211: Ground Improvement (GI)”).

TC211 asume un sistema de clasificación, como se muestra en la tabla 1.3, en Chu et al.(2009) con las siguientes categorías:

CATEGORÍA	MÉTODO
A. Mejora del terreno sin adiciones en suelos no cohesivos o materiales de relleno	A1. Compactación dinámica
	A2. Vibrocompactación
	A3. Compactación por explosivos
	A4. Compactación por impulso eléctrico
	A5. Compactación superficial (incluyendo compactación dinámica rápida RIC).
B. Mejora del terreno sin adiciones en suelos cohesivos	B1. Sustitución/desplazamiento (incluyendo la reducción de carga mediante materiales ligeros)
	B2. Precarga mediante relleno (incluyendo el uso de drenes verticales)
	B3. Precarga mediante vacío (incluyendo la combinación de relleno y vacío)
	B4. Consolidación dinámica con drenaje mejorado (incluyendo el uso del vacío)
	B5. Electro - ósmosis o consolidación electro - cinética
	B6. La estabilización térmica usando calefacción o congelación
	B7. Compactación por hidrovibración
C. Mejora del terreno con adiciones o inclusiones	C1. Vibrosustitución o columnas de grava
	C2. Sustitución dinámica
	C3. Pilotes de arena compactada
	C4. Columnas encapsuladas con geotextiles
	C5. Las inclusiones rígidas
	C6. Columnas reforzadas con geosintéticos o rellenos pilotados
	C7. Métodos microbianos
	C8 otros métodos
D. Mejora del terreno con adiciones tipo inyección	D1. Inyección de partículas
	D2. Inyección químico
	D3. Métodos de mezclado (incluyendo la mezcla previa y la estabilización profunda)
	D4. Jet grouting
	D5. Inyecciones de compactación
	D6. Inyecciones de compensación
E. el refuerzo de tierra	E1. Tierra reforzada con acero o geosintéticos
	E2. Anclajes al terreno o claveteado
	E3. Métodos biológicos mediante vegetación

**Tabla 1.3 / Clasificación de métodos de mejora de terreno (Ground improvement GI)**  
Fuente: Chu et al., 2009

## **1.2.1. MEJORA DE TERRENO SIN MEZCLAS EN TERRENO NO COHESIVO O MATERIALES DE RELLENO. A**

### **1.2.1.1. Compactación Dinámica (A1)**

El objetivo de la compactación dinámica es la densificación de depósitos de suelos granulares tanto en presencia de nivel freático como sin él. Persigue la mejora de la capacidad portante, la disminución de la deformabilidad y la reducción del potencial de licuefacción. Es también aplicable a suelos cohesivos, sin embargo se prefiere el término de consolidación dinámica para la mejora específica de suelos cohesivos saturados.

Este método consiste en golpear sucesivamente el suelo para aumentar su densidad. Este golpeo se realiza mediante pesas de 10 a 30 T que se dejan caer desde una altura de 15 a 40 m en función de la energía que se quiera aplicar.

La aplicación de estos golpes se suelen realizar en una malla regular con una separación entre 3 y 10 m, con un número de pasadas de 1 a 3 y con 5-10 golpes por pasada.

Este sistema es más eficaz cuanto más arenoso sea el terreno y menor sea su índice de densidad. Su empleo es apropiado en suelos poco saturados o suelos permeables bajo el nivel freático. En suelos poco permeables bajo el nivel freático, es factible pero menos eficaz. Cuanto menos permeable sea el suelo, mayor es el número de pasadas necesario.

Entre sus limitaciones se encuentra la imposibilidad de compactar bajo capas rígidas. Por ello, en la primera pasada conviene que los golpes no se solapen para no generar una capa rígida. Además, debido a la gran influencia de los fenómenos de dilatación, no puede superarse una densidad crítica.

El método de compactación dinámica se ha utilizado desde hace varias décadas. Varios investigadores han realizado una revisión detallada sobre el diseño, construcción y aplicaciones (Mitchell 1981; Lukas 1986; Welsh et al 1987. Slocombe 2004).

La magnitud de la mejora está relacionada con la naturaleza del terreno a mejorar, siendo también la profundidad un parámetro de diseño importante. Menard (1975) y Mitchell (1981) aportaron un método para calcular la profundidad de efecto de la compactación,  $D$ , como una función de la raíz cuadrada de la energía.

En cuanto a la definición del área a densificar, la compactación dinámica debe extenderse sobre un área mayor que la planta cargada. Es común una separación de malla de 1,5 a 2,5 veces el diámetro o ancho de la maza.



**Figura 1.2** / Compactación dinámica con equipos de elevación ligeros. Fuente: Chu et al 2009



**Figura 1.3** / Compactación dinámica con equipos de elevación usada en el proyecto de aeropuerto de Niza. Fuente: Chu et al 2009

El asiento de la superficie del terreno proporciona una indicación de la efectividad del tratamiento, siendo normal un rango de asiento inducido del 6-10% del espesor del depósito de suelo a densificar. El asiento inducido se relaciona con el incremento de densidad seca y con la energía aplicada.

Finalmente, es un método que afecta a las zonas circundantes, no siendo recomendable en zonas urbanas. Las vibraciones producidas pueden ser muy elevadas, siendo recomendable que no haya ninguna estructura a menos de 30 m (Mitchell y Jardine 2002)

### 1.2.1.2. Vibrocompactación Dinámica (A2)

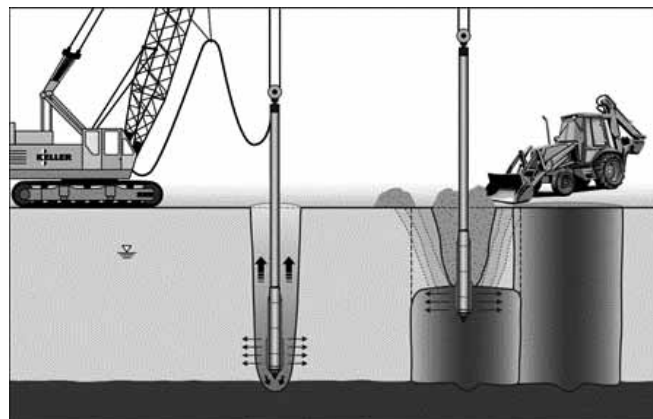
La vibrocompactación es la compactación profunda o densificación de suelos granulares flojos obtenida mediante vibración. En suelos saturados, las vibraciones mecánicas consiguen que las partículas de arena y grava se reordenen en un estado más denso. Las vibraciones causan licuefacción en depósitos saturados sueltos seguido por su densificación y asiento durante la disipación de presiones intersticiales (Bergado et al.1996; Kirsch y Kirsch,2010).

La técnica consiste en la introducción de un equipo vibrador en el terreno hasta la profundidad deseada, el cual densifica el terreno circundante mediante la transmisión de un elevado nivel de energía vibratoria y debido al desplazamiento lateral del terreno.

El vibrador se adhiere a unos tubos de extensión para facilitar el tratamiento hasta la profundidad requerida. Así mismo, el tubo de extensión junto al vibrador se acopla al brazo de una grúa (mecánica o hidráulica) quedando todo el varillaje verticalmente suspendido.

La perforación se produce gracias al peso propio de todo el varillaje (tubos de extensión y vibrador) y al uso de jets o chorros de agua integrados a la parte inferior del vibrador. Una vez alcanzada la profundidad de tratamiento se continúa con la fase de densificación mediante subidas y bajadas del vibrador con desplazamientos verticales de aproximadamente 0,5 m a 1 m.

El proceso de densificación se produce ayudado por el efecto combinado de los chorros de agua y la vibración inducida, a partir de los cuales se logra movilizar la fricción resistente entre los contactos de las partículas del suelo, obteniéndose un movimiento y reorganización de las partículas en una configuración más densa que la del suelo en su estado inicial. De este modo, se logra incrementar la densidad relativa de suelos granulares hasta valores del 70% al 85%, y como consecuencia se obtiene un importante incremento de su ángulo de rozamiento y rigidez.



**Figura 1.4 / Método de las fases operativas de Vibrocompactación. Fuente: Raju y Sondermann 2005**



La reducción de volumen obtenida mediante la densificación por vibrocompactación produce un nivel de asentos de aproximadamente el 15% del espesor de suelo tratado. Habitualmente, esta reducción de volumen se compensa mediante la colocación de arena limpia vertida directamente en la superficie del punto de compactación, y de este modo rellenando el cráter producido tras el tratamiento.

Las características del terreno mejorado dependerán fundamentalmente del tipo de suelo, de la malla o espacio entre los puntos de compactación y del tiempo de compactación empleado. La separación entre los puntos de compactación habitualmente varía de 1,8 m a 3,5 m, pudiendo emplearse mallas triangulares o cuadradas.

El requerimiento básico para la aplicación del tratamiento es que la composición del suelo sea tal que se comporte de forma drenada, es decir, con una disipación casi instantánea de las presiones intersticiales. Así el rango de aplicación de la vibroflotación queda restringido a los suelos granulares limpios, con porcentajes de finos menores de entre 10 y 15%.

En los últimos años, la vibrocompactación (o vibroflotation) ha sido usada para varios mega proyectos del mundo entero, por ejemplo; el proyecto de *Rescate del Este* de Changi en Singapur (Bo et al. 2005) y los proyectos de *Deria de Palmera* en Dubai (Wehr2007).



**Figura 1.5** / Utilización de vibradores dobles para el proyecto de *Deria de Palmera* en Dubai.  
Fuente: Wert 2007



### 1.2.1.3. Compactación con Explosivos (A3)

Se realizan explosiones controladas bajo el terreno que queremos densificar. Es adecuado para suelos arenosos o areno-limosos saturados. Lógicamente, no es adecuado en zonas urbanas.

El principio del método es generar el asiento en el terreno provocando que la tierra se licúe o se comprima debido a la vibración producida por la detonación de los explosivos. Los típicos cambios de volumen se extienden del 3 % a 8 %.

Este método ha sido usado en el pasado principalmente para atenuar la licuefacción en rellenos de arena colocados hidráulicamente. El desarrollo y el empleo de este método hasta comienzos de los 80s fue resumido por Mitchell (1981).

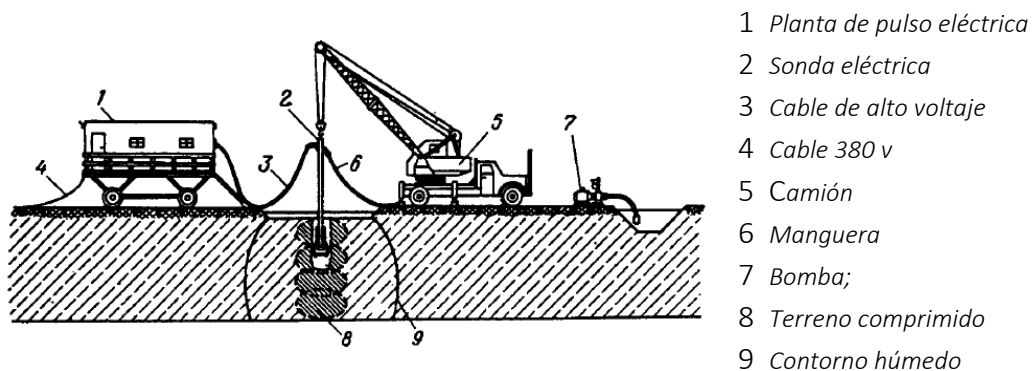
La compactación con explosivos tiene la ventaja del bajo coste y de la facilidad de tratar profundidades grandes. Sin embargo, el método no está aceptado ampliamente, principalmente porque todavía está basado en la experiencia en vez de en la teoría. Si se domina la técnica, resulta más económico que la vibroflotación.

Diversos autores han llevado a cabo ensayos de campo con el objetivo de conocer mejor el comportamiento del sistema (Charle et al 1992; Gandhi et al. 1998; Gohl et al. 1998; 2000)

### 1.2.1.4. Compactación de Pulso Eléctrico (A4)

Recientemente, está siendo estudiado como sistema de mejora de suelo un método llamado compactación por pulso eléctrico (Bishop et al. 2007)

Este método fue originalmente desarrollado en Rusia para la mejora de arenas (Lomize et al., 1963, 1973). Una sonda que genera descargas eléctricas se introduce en un agujero poco profundo lleno de lechada líquida y una serie de descargas eléctricas en el rango de los 20 KJ son aplicadas con una frecuencia de 10 descargas por minuto en intervalos de 0,5 m a 1 m, creando una compactación a los lados del pozo.



**Figura 1.6 / Método de compactacion de pulso eléctrico (Lomize et al., 1973)**



**Figura 1.7** / Operación de compactación de pulso eléctrico. Fuente: Bishop et al. 2007

### 1.2.1.5. Compactación Superficial (A5)

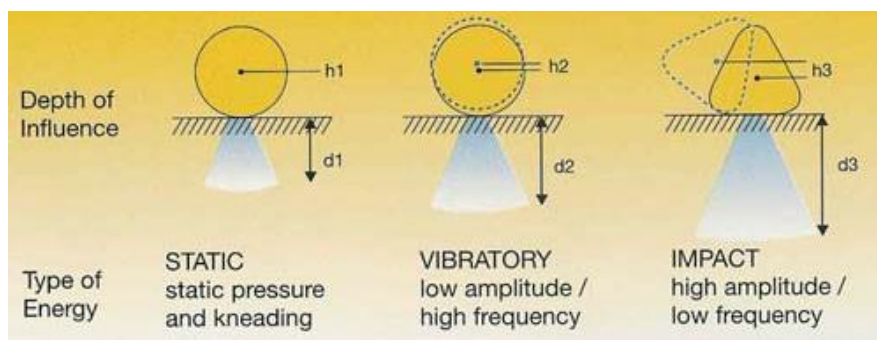
Es el método más simple y barato para la mejora del terreno. Durante la compactación se aumenta el peso específico del suelo, ordenándose las partículas en un estado más denso, reduciendo el aire de los poros mediante la aplicación de fuerzas estáticas o dinámicas (Bergado et al, 1996).

La compactación superficial ha sido usada principalmente para el compactado de rellenos en capas de pequeño espesor. Esto se debe principalmente a que el nivel de energía desarrollado por los métodos de compactación de superficie convencionales que usan rodillos y placas es pequeño, y el grosor de la mejora es limitado. En las últimas décadas se han desarrollado técnicas alternativas que permiten un aumento de la profundidad de influencia.

El suelo se compacta mediante la aplicación de energía en tres formas: por presión estática, por impacto dinámico y por vibración.

Se han desarrollado en la actualidad técnicas de alta energía para lograr una profundidad de influencia mayor. Estas técnicas se incluyen en (Chu et al 2009):

- Compactación por impacto de alta energía (HEIC),
- Compactación dinámica rápida (RIC) y,
- Método del tambor poligonal.



**Figura 1.8** / La comparación de tres tipos diferentes de los métodos de compactación de superficie  
Fuente: Mengé 2007

La compactación de alta energía (HEIC) alcanza profundidades efectivas de compactación en torno a 1,5 m. El peso de los rodillos está entre 7,9 y 16 ton. Los rendimientos son mucho mayores que con los rodillos convencionales.



**Figura 1.9** / Una máquina de compactación de impacto de Landpac. Fuente: Mengué 2007

La compactación dinámica rápida (RIC) consiste en compactar el terreno mediante el impacto de una maza sobre una zapata circular.

El tambor poligonal es un rodillo vibratorio con tambor cuya forma es poligonal con el fin de obtener mayor profundidad de influencia.

### 1.2.2. MEJORA DE TERRENO SIN MEZCLAS EN TIERRA COHESIVA. B

#### 1.2.2.1. Sustitución (B1)

La sustitución es uno de los métodos de mejora más antiguos. El método supone una solución aparentemente fácil para el terreno blando. Sin embargo, su ejecución suele ser engorrosa, además de no ser muy adecuado desde el punto de vista medio ambiental

Los procedimientos de sustitución consisten en la excavación y retirada del terreno original

con nula o baja capacidad portante (rellenos, tierra vegetal, arcillas y limos blandos, etc.) y su sustitución por nuevos materiales de aportación que son compactados. El proceso de compactación deberá ser distinto según se trate de zonas poco cargadas (aparcamientos, viales) o de zonas que vayan a soportar cargas provenientes de elementos estructurales.

El método de sustitución es viable económicamente cuando el espesor de sustitución es moderado (igual o menor de 3 m, por ejemplo). Si la sustitución se realiza bajo el agua, el procedimiento se lleva a cabo eliminando con una dragalina el material deficiente y vertiendo posteriormente bloques de piedra para formar una escollera o encachado que, aunque no se pueda compactar, con el propio vertido alcanza un grado aceptable de compacidad.

#### 1.2.2.2. Precarga y Drenes Verticales (B2)

La precarga es un método de compactación estático. Mediante la aplicación de cargas estáticas en superficie se logra sobreconsolidar el suelo ante futuras cargas. De esta manera, se reducen los asentos y se disminuyen los fenómenos de consolidación secundaria.

Aunque, en general, la manera de aplicar la carga estática es mediante rellenos de tierra, existen múltiples maneras:

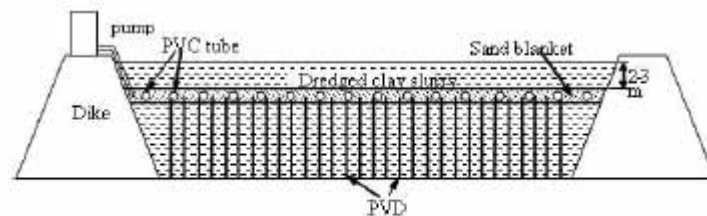
- Tanques de agua
- Rebajamiento del nivel freático
- Técnicas de vacío
- Precarga radial

Estos sistemas se suelen utilizar para acelerar la consolidación de terrenos cohesivos blandos, aunque también se aplican para la mejora de rellenos, limos orgánicos e inorgánicos, turbas, etc.

Se requiere un estudio minucioso del terreno que se va a consolidar para poder predecir la magnitud de los asentamientos y el tiempo de consolidación.

Para ejecutar este método de compactación, se extiende sobre el terreno que se desea compactar una carga con un peso que tiene un valor de 1 o 2 veces el valor de las cargas que transmitirá al terreno el edificio que se va a construir.

El método de precarga puede ser la solución más viable cuando el terreno tiene una capacidad portante insuficiente y las cargas de las futuras construcciones son ligeras y uniformes.



**Figura 1.10 / Método de precarga por vacío. Fuente: Chu et al., 2008**

Sin embargo, presenta los siguientes inconvenientes:

- Excesivo plazo de ejecución, ya que el tiempo de consolidación puede ser de varios meses (en ocasiones más de un año) y hay que prever la disposición de la carga para conseguir el efecto previsto. Este tiempo se reduce mediante la instalación de drenes, pero esta solución aumenta el coste del tratamiento.
- Coste elevado respecto a otras soluciones.
- Necesidad de utilizar instrumentos y ensayos de control para proyectar correctamente la precarga y prever el tiempo de aplicación. Es necesario instalar una gran cantidad de piezómetros y se hace preciso un reconocimiento muy completo del terreno.
- El tratamiento afecta a instalaciones y estructuras próximas, pudiendo originar asentamientos inadmisibles en sus cimientos. En el caso de pilotes origina esfuerzos laterales y/o rozamiento negativo. La velocidad de los asentamientos aumenta notablemente con drenes verticales.

Los drenes verticales son pozos verticales muy permeables que permiten la expulsión del agua y disminuyen la distancia de drenaje. Su misión es disminuir el tiempo que tarda en consolidar un determinado suelo. Este sistema se puede emplear combinado

con una precarga o con técnicas de vacío para disminuir el tiempo de duración del tratamiento.

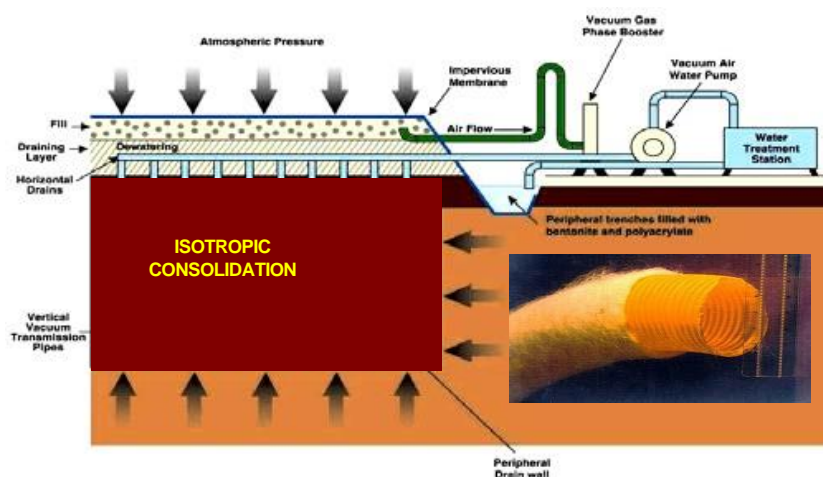
Inicialmente estos pozos drenantes eran de arena y se construían con técnicas similares a las del pilotaje. Con la aparición de los geotextiles, estos drenes de arena se han sustituido por mechas de geotextil permeable, comúnmente denominados drenes mecha o drenes verticales prefabricados.

### 1.2.2.3. Precarga mediante técnica de Vacío (B3)

Normalmente los drenes verticales se utilizan para reducir el asiento producido durante el proceso de consolidación de suelos blandos inducidos por una carga. Otro de los objetivos es mejorar los requisitos generales de estabilidad por aumento de la resistencia al corte.

Si la resistencia al corte del suelo es demasiado baja para permitir la colocación del relleno a su altura completa, se requieren bermas de carga.

En condiciones de estabilidad críticos, la carga puede ser reemplazada con el método de vacío. Con el método de vacío, los desagües verticales funcionan en combinación con drenes horizontales y un sistema de cierre hermético que rodean el bloque. El sistema está conectado a bombas de vacío, que produce una subpresión en el sistema.



**Figura 1.11** / Sistema de consolidación de vacío. Fuente: Menard

La consolidación al vacío proporciona una alternativa a la sobrecarga para la precarga de suelos. En lugar de aumentar la tensión efectiva en el suelo por el aumento de la tensión total mediante la sobrecarga convencional, la consolidación asistida por sistemas de vacío tienden a reducir la presión de poro, manteniendo una tensión total



constante. El tiempo de consolidación y la zona de carga se reducen con el método de vacío.

La rentabilidad económica crece con el tamaño del área y la profundidad de ejecución tratada con los drenajes verticales. Esta técnica presenta ahorros sustanciales de tiempo y coste en comparación con la sobrecarga de relleno convencional

#### **1.2.2.4. Consolidación Dinámica con Drenaje Mejorado (B4)**

Cuando Menard (Menard y Broise 1975) acuñó el término "Consolidación dinámica", previó que el método también podría ser usado para suelos finos. Aunque hay algunos casos de éxito, en general el método de compactación dinámica consistente tan sólo en apisonar no es el apropiado para un terreno cohesivo, particularmente para terrenos con un índice de plasticidad mayor que 10 (1981 de Mitchell).

Desde finales de los 70, se han hecho varios intentos en China para aplicar el método de CC en terrenos cohesivos en varios proyectos y se han conseguido algunos éxitos (Qian y de Li 1983; Zhang et al. 1987). En estos casos, para facilitar la disipación de las presiones de poro, se utilizaron drenes de arena o PVDs fueron usados. Sin embargo, los resultados varían de un sitio a otro y no se ha establecido ninguna técnica definitiva, si bien en un estudio de casos recientes, realizados por Zheng et al.. (2004), se describen las pautas necesarias para usar CC con arcillas blandas.

#### **1.2.2.5. Electro-Ósmosis o Consolidación Electro-Cinética (B5)**

La electro-ósmosis es una técnica desarrollada por Casagrande en 1941. El principio de la técnica consiste en aplicar un voltaje de corriente continua al terreno por medio de electrodos. El agua de los poros del terreno será atraída hacia la dirección del (cátodo) debido a la interacción entre campo eléctrico, los iones en el agua y las partículas de tierra. Si el drenaje se produce en el cátodo y prohibido en el ánodo, se producirá la consolidación por electro-ósmosis, dando como resultado un contenido de agua inferior, una fuerza de cizallamiento más alta y compresibilidad inferior. Además, las reacciones electroquímicas relacionadas con un proceso de electro - ósmosis modifican las propiedades físicas y químicas de la tierra, dando como resultado un aumento adicional en la fuerza de cizallamiento (Mitchell 1993).

### 1.2.2.6. Estabilización Térmica (B6)

#### Mejora por calentamiento

La calefacción causa cambios permanentes en las propiedades del terreno y endurece el material. Los estudios del laboratorio han mostrado que un aumento en la temperatura bajo una tensión aplicada incrementa los asentamientos en arcillas. Después de enfriarse a la temperatura ambiental, se genera un material sobreconsolidado (Leroueil y Marques 1996; Abuel - el naga et al.. 2007). La idea de preconsolidar la arcilla combinando un método de vacío y calefacción en regiones frías ha sido intentada por Marques y Leroueil (2005) en Quebec. Otra prueba sobre el terreno fue llevada a cabo recientemente por Pothiraksanon et al.. (2008) en la cuál el agua caliente circulaba en los PVDs para elevar la temperatura del suelo.

Sin embargo, estos métodos todavía están en el escenario experimental y no hay ninguna aplicación de campo a gran escala por el momento.

#### Mejora por congelación

Se trata de una técnica de mejora de terrenos con carácter provisional, encaminada a facilitar la realización de excavaciones y recalces.

Se pueden realizar congelaciones de terreno bien para incrementar temporalmente la capacidad portante o bien para dotarlo de impermeabilidad con el fin de proteger las zonas de excavación de la penetración de las aguas freáticas o de cualquier otro origen.

El sistema consiste en la recirculación de líquido refrigerante a muy baja temperatura a través de una red de tubos introducidos en el terreno; lo que provoca la congelación del terreno circundante. Una vez realizados la excavación y el cimiento, se descongela el terreno introduciendo agua caliente por la misma red y se desmonta el sistema.

El método térmico de congelación de suelo artificial se ha convertido en uno de los métodos populares en construcciones geotécnicas, en particular para el soporte temporal en la excavación subterránea. La congelación del agua de los poros en terrenos parcialmente saturados produce una mejora de las propiedades mecánicas del terreno. La resistencia del terreno congelado es generalmente más alta que el hormigón y es impermeable. Por lo tanto, la temperatura de congelación puede estabilizar el terreno y prevenir la filtración de agua subterránea. Las aplicaciones incluyen minas, ejes inclinados, túneles, subterráneos, alcantarillas de puente, cimientos de edificio, etcétera.

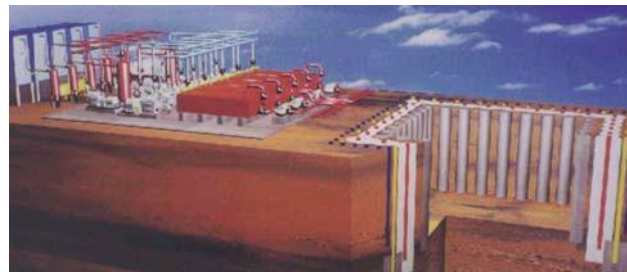
En principio, el método es aplicable a todo tipo de terrenos. En algunos casos, puede brindar distintas ventajas sobre los otros métodos convencionales en relación con la



economía y la eficiencia. El método térmico de congelación del terreno tiene efecto muy pequeño sobre la superficie del suelo y edificios adyacentes. Casi no hay levantamiento ni asentamientos del suelo por congelación de la tierra. El método puede usarse en áreas congestionadas y es relativamente rápido.



**Figura 1.12** / Congelación de terreno en Boston para el proyecto de la Gran Excavación  
([http://www.foam-tech.com/case\\_studies/big\\_dig.htm](http://www.foam-tech.com/case_studies/big_dig.htm))



(a)



(b)

**Figura 1.13** / Puesta en práctica del método de congelación del suelo  
(a) Ilustración esquemática (b) Excavación durante la construcción. Fuente: P Yang 2008

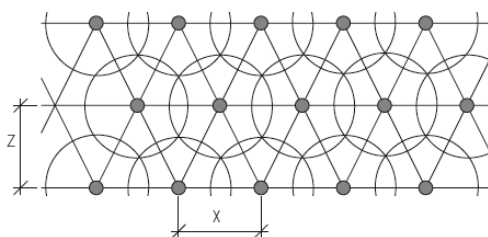
### 1.2.2.7. Compactación por Hidrovoladura (B7)

La compactación por hidrovoladura es un enfoque que se ha demostrado eficaz en el tratamiento de tierras colapsables en Bulgaria. En primer lugar el agua se introduce en el terreno para producir el asiento y luego se detonan explosivos para comprimir la tierra aún más.

### 1.2.3. MEJORA DE TERRENO CON MEZCLAS O INCLUSIONES. C

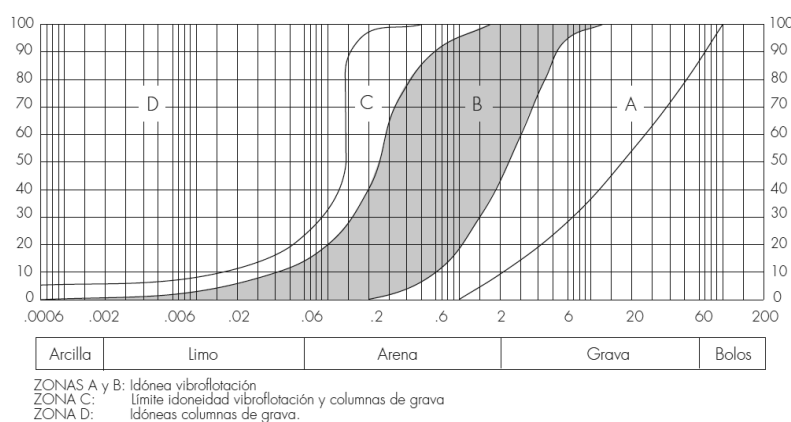
#### 1.2.3.1. Vibrosustitución o Columnas de Grava (C1)

En este sistema también se actúa mediante mallas, generalmente triangulares, con separaciones de 1,5 a 3,5 m. El diámetro de la columna de grava compactada varía entre 0,6 y 0,8 m.



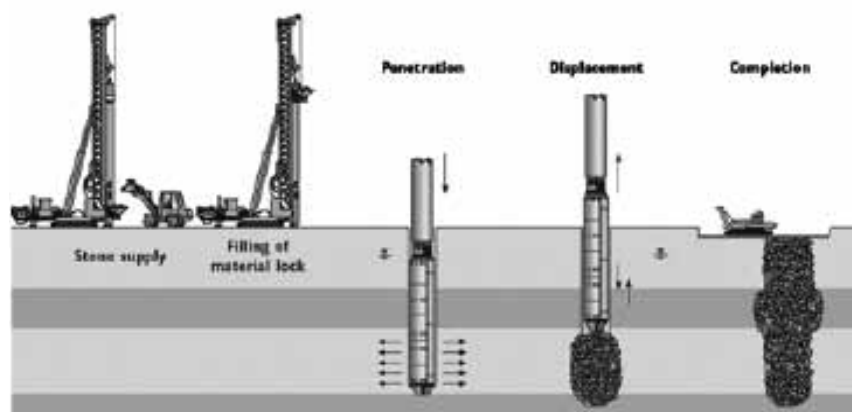
**Figura 1.14** / Esquema de puntos de actuación. Fuente: Sagaseta 2006

En los suelos de naturaleza cohesiva se consigue un aumento de resistencia mediante la aplicación de vibradores con un procedimiento similar al de la vibroflotación, pero introduciendo el vibrador en el terreno con un aporte simultáneo de grava que se mezcla con el terreno tratado.



**Figura 1.15** / Zonas de aplicación de los sistemas de vibroflotación o de columnas de grava según la curva granulométrica del terreno. Fuente: Sagaseta 2006

Así se consiguen dos efectos: bien el desplazamiento lateral del terreno con inclusión de grava y la correspondiente densificación, o bien la sustitución del suelo por grava que supone la creación de unos drenes verticales que aumentan la permeabilidad del terreno adyacente, produciéndose el drenaje del mismo y el consiguiente aumento de resistencia.



**Figura 1.16** / Método vibroflotación vía seca. Fuente: Raju y Sondermann2005



**Figura 1.17** / Sistema de instalación de columna de grava para obras extraterritoriales. Fuente: Chu et al. 2009

En este caso, se consigue mejorar el terreno, disponiendo puntos o columnas de gravas cuya superficie de influencia varía entre 1 y 6 m<sup>2</sup>, en función del mayor o menor contenido de suelos finos.

Este relleno de material granular sin finos y compactado puede realizarse por “método húmedo”, a base de chorros de agua que eliminan los finos o por el “método seco”, con la ayuda de aire comprimido.

Los resultados suelen expresarse en función del factor de mejora, que se define como el cociente entre el asiento del terreno antes y después del tratamiento.

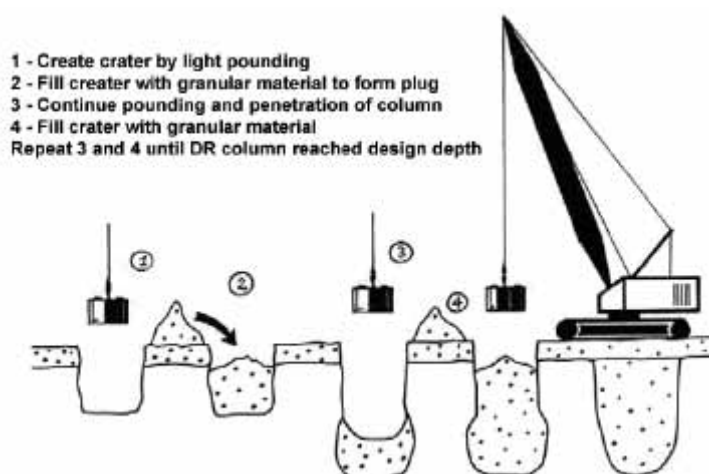
Los asientos pueden disminuirse de 2 a 5 veces. Desde el punto de vista de la capacidad portante puede admitirse una presión admisible de 0,2 MPa y una carga admisible por columna de 300 kN para tratamientos con separación de perforaciones de 1,2 a 4 m.

La comprobación de la densidad relativa se suele realizar mediante ensayos penetrométricos, presiométricos y S.P.T.

### 1.2.3.2. Sustitución Dinámica (C2)

A partir de la técnica de compactación dinámica, se ha desarrollado recientemente un nuevo método denominado “sustitución dinámica” que consiste en el punzonamiento del terreno con una maza pequeña y pesada, que se deja caer desde gran altura. El cráter se rellena con grava y se golpea nuevamente para desplazar el terreno y hacer penetrar la grava

Las columnas de sustitución dinámicas se construyen poniendo un colchón de grava sobre el sitio e introduciéndolo en la tierra dejando caer una maza de 15 a 30 toneladas desde alturas que se extienden de 9 a 36 m, en una operación similar a compactación dinámica.



**Figura 1.18** / Proceso de sustitución dinámica. Fuente: Chu et al. 2009

Este procedimiento es adecuado para terrenos tales como arcillas y limos blandos o muy blandos, de los que se necesitan varios metros de espesor sobre un estrato de terreno con capacidad portante suficiente.

El método mejora la fuerza de terrenos cohesivos saturados y de tierra orgánica blanda cuando la compactación dinámica no es eficaz debido a los altos contenidos en finos.

### 1.2.3.3. Pilotes de Arena Compactada (C3)

Los pilotes de arena compactada son un tipo especial de sustitución dinámica que puede ser usado tanto para arcillas como tierra arenosa. El método fue creado en Japón y ha sido ampliamente usado en Japón y otros países asiáticos. El método merece una mención especial cuando los procesos de construcción involucrados en los pilotes de compactación de arena pueden ser diferentes de las columnas de grava. Para ejecutar pilotes de arena, la arena es introducida en el suelo por una tubo cubierto y es compactada mediante vibración, impacto dinámico o excitación estática. Los objetivos principales de usar pilotes de arena compactada en terrenos arenosos son prevenir la licuefacción y reducir el asiento

### 1.2.3.4. Columnas Reforzadas por Geosintéticos (C4)

La técnica de columnas reforzadas por geosintéticos consiste en conducir o hacer vibrar una cubierta de acero de diámetro 80 en el terreno , seguido por la colocación de un geotextil cilíndrico cerrado inferiormente, con una tensión de 200 a 400 kN / metros y a continuación se rellena para constituir una columna de arena. El principio básico de esta técnica es aliviar la carga sobre el terreno blando sin modificar la estructura del mismo considerablemente.



(a)



(b)



(c)

**Figura 1.19 / Columna reforzada por geosintético (GCC)**  
(a) Llenado con arena del geotextil (b) Retirada de la cubierta (c) Columna terminada.  
Fuente: Raithel et al. (2005).

#### 1.2.3.5. Inclusiones Rígidas (C5)

Las inclusiones rígidas hacen referencia al uso de columnas semirígidas o rígidas en terreno blando para mejorar el rendimiento global de suelo mediante la disminución del asiento y el incremento de la capacidad portante. En el sentido amplio, las columnas de grava o pilotes de arena son un tipo de inclusiones rígidas. Sin embargo, son tratados por separado porque los materiales usados para esas columnas (arena, granulares o piedras) carecen de cohesión y las columnas no son capaces de mantener su forma sin soporte lateral. El método de la inclusiones rígidas es similar al uso de pilotes. Sin embargo, la resistencia y la rigidez de las inclusiones rígidas son generalmente mucho más pequeñas que los pilotes.

La inclusión rígida se usa principalmente para reducir los asientos globales y diferenciales reduciendo la carga soportada por el terreno blando (generalmente entre



60 y 90 %), a la vez que transmiten la carga entera a la capa de tierra más profunda, al igual que los pilotes.

Hay muchas clases de inclusiones rígidas que pueden ser usadas para reforzar el terreno blando. Un resumen aparece en la tabla 1.5. Muy a menudo se utiliza una plataforma de distribución de carga sobre las inclusiones rígidas y bajo estructuras uniformemente cargadas como terraplenes y losas.

Método	Descripción	
Columnas de módulo controlado (CMC)	Ver detalles en el texto	
Columnas de suelo-cal o suelo-cemento (DSM)	Consiste en la realización de una perforación y mezclado del suelo con un agente cementante (cemento o cal). Tipo SpringSol o Mixpile (fotografía adjunta)	
Columnas de grava inyectadas	Se forma una columna de grava o piedra y posteriormente se inyecta, desde el fondo, mediante un tubo de inyección.	
Columnas de hormigón vibrado (VCC)	Mediante hormigón se forma una columna usando un método similar al de columnas de grava con alimentación por fondo.	
Pilotes de hormigón "in situ" huecos (PCC)	Pilotes de hormigón de gran diámetro (1 – 1.2 m) huecos, ejecutados "in situ" mediante una doble camisa metálica	
Pilotes en forma de X o Y	Se ejecuta un pilote de hormigón "in situ" mediante la introducción de una camisa metálica en forma de X o Y.	

**Tabla 1. 4 / Tipos de las inclusiones rígidas. Fuente: Alonso Pollán J.A 2014**

- Columnas de Módulos Controladas (CMC)

El método de CMC fue desarrollado por Menard en 1994. Las CMCs se instalan usando una barrena especialmente diseñada, movida por equipo con un elevado par de torsión y con empuje hacia abajo. La barrena desplaza la tierra lateralmente prácticamente sin vibración alguna, ésta se introduce en la tierra hasta la profundidad requerida, incrementando la densidad de la tierra circundante y, como consecuencia, su capacidad de carga. Durante el proceso de extracción de barrena, una mezcla de mortero de cemento muy moldeable se bombea a través del interior de la barrena hueca. El mortero de cemento circula a baja presión (típicamente menos de 5 bares) y sale por la base de barrena a medida que se está retrayendo. Esto da como resultado una columna de gran capacidad cuyo diámetro varía entre 250 a 450 milímetros. La resistencia de las columnas puede ser controlada cambiando la presión de la inyección. El terreno y las columnas de cemento constituyen un sistema de cimentación compuesto.



**Figura 1.20** / Barrena usada para la ejecución de CMC. Fuente: Plomteux y Porbaha 2004



- Columnas Suelo-Cemento

Consiste en la realización de una perforación y mezclado del suelo con un agente cementante (cemento o cal)

Al suelo natural se le aporta una lechada de cemento inyectada que produce un doble efecto; por una parte, densifica dicho suelo y por otra, origina unas columnas (suelo/cemento) en masa, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa.

Al no extraer ninguna fracción del terreno durante el proceso y mezclarlo con la lechada de cemento, el material se densifica y, no se generan residuos.

No se producen, tampoco, vibraciones que puedan perjudicar edificaciones o construcciones cercanas.



**Figura 1.21** / Malla de columnas suelo-cemento. Fuente: Elaboración propia

- Columnas de Grava Inyectadas

Las columnas de grava se pueden inyectar para incrementar su resistencia y rigidez. Estas columnas de grava son inyectadas a través de un tubo preinstalado en la perforación antes de que la grava sea vertida. La lechada se inyecta mientras el tubo está siendo extraído. Las columnas de grava resultantes son entonces mucho más resistentes y también se vuelven impermeables.



**Figura 1.22 /** Formación de una columna de grava inyectada. Fuente: Liu et al 2007

- Columnas de Hormigón Vibrado

Cuando se necesita una columna más resistente que la columna de grava o cuando la columna de grava no es apropiada como, por ejemplo, en turba o terreno blando, el hormigón puede ser usado para reemplazar la grava (Maddison et al.. 1996). Las columnas de hormigón vibrado también pueden ser requeridas en regiones contaminadas donde una columna de grava permeable no es deseable. Otra ventaja de este método es que puede formarse un ensanche en la parte inferior. El procedimiento de construcción para la columna hormigón vibrado es similar al usado para columnas de grava con alimentación por fondo.

- Pilotes de Hormigón In Situ Huecos y de Gran Diámetro

Este método fue desarrollado por Liu en China (Liu et al.. 2003; Liu 2007a; Liu et al.. 2007). Se trata de uno de los desarrollos más recientes en la mejora de terreno que usan columnas. Este método, utiliza pilotes huecos de 1 a 1.5 m de diámetro exterior y se ejecutan por medio de la introducción de una tubería de acero de doble pared abierta al final con un equipo de perforación de cimentación con pilotes especialmente diseñado. El hormigón se vierte en el anillo y se comprime mediante vibración. El grosor de pared está entre los 100 a 150 mm y el espaciado entre pilotes, entre 2,50 y 4,00 m.

Este tipo de pilotaje ofrece un mayor rendimiento económico que los métodos convencionales similares. El método también suministra un mejor control de calidad, ya que tanto la integridad como el grosor de pared puede ser verificado más fácilmente. El método ha sido usado para varios proyectos de construcción de autopistas en China.



(a) Máquina de cimentación con pilotes de pilote de PCC



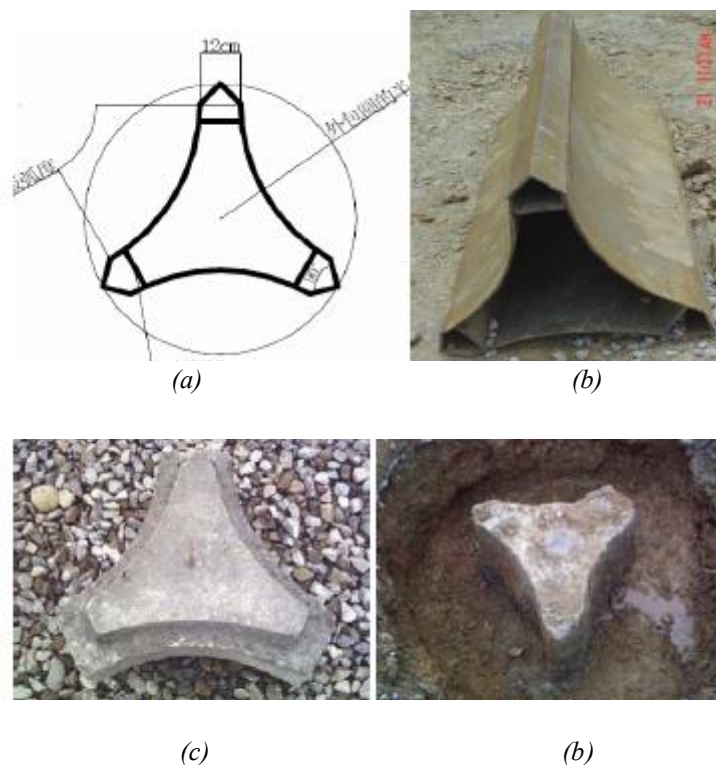
(b) Molde de Pilote de PCC

**Figura 1.23 / Pilote de hormigón - in situ y de gran diámetro. Fuente: Liu et al.. 2003**

- Pilotes en forma de X o Y

Éste es otro tipo de pilote in situ. Para formar el pilote, una tubería con un enchufe al final se introduce en el terreno antes de verter el hormigón. Con el uso de tres secciones circulares inversas, los pilotes en forma de Y ahorran hormigón y puede suministrar la misma área de superficie y por lo tanto, la misma cantidad del rozamiento comparado con el pilote circular del mismo diámetro.

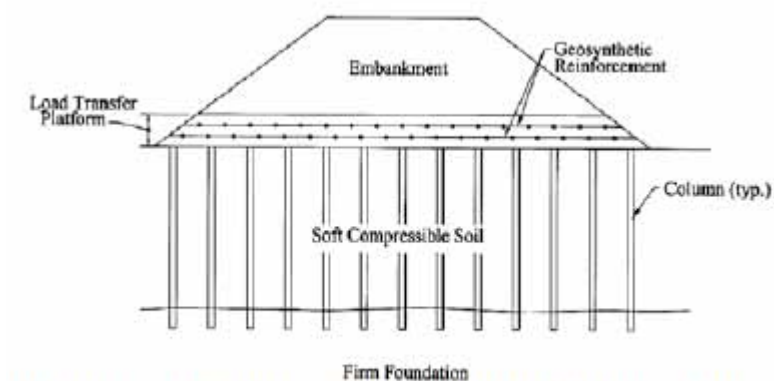
Otro tipo de pilote in situ es aquel con forma de X desarrollada por Liu et al.. (2007b).



**Figura 1.24 /** Pilote de hormigón en Y in situ. Fuente: Liu 2007a

#### 1.2.3.6. Columnas Reforzadas con Geosintéticos o Rellenos Pilotados (C6)

En este sistema, los pilotes o columnas se usan conjuntamente con una plataforma de transferencia de carga para soportar el terraplén. Los pilotes pueden ser pilotes de hormigón, columnas de grava, o cualquier tipos de las inclusiones rígidas.



**Figura 1.25 /** Diseño de terraplén reforzado con geosintético soportado por columna  
Fuente: Collin et al.. 2005

La plataforma de transferencia consiste en capas individuales o múltiples de geosintéticos colocados horizontalmente entre capas de grava compactadas. La plataforma tiene un grosor típico de 0.4 a 1 m dependiendo del tipo de la estructura y condiciones del terreno.



**Figura 1.26** / Uso de refuerzo con geosintéticos. Fuente: Liu 2007a

#### 1.2.3.7. Método Microbiano (C7)

El uso de microorganismos para la mejora de terreno en ingeniería geotécnica ha sido identificado como "Prioridad alta" y definido como "una oportunidad para el futuro" en un informe por el consejo nacional de investigación (NRC) de USA en 2006. El principio del método microbiano es usar microorganismos que provoquen la cementación del terreno para incrementar la fuerza de cizallamiento y reducir la permeabilidad. Recientemente se han llevado a cabo diversos estudios (Mitchell y Santamarina 2005; DeJong et al.. 2006; Ivanov y Chu 2008; Van der Ruyt y van der Zon 2009).

### 1.2.4. MEJORA DE TERRENO CON ADICIONES TIPO INYECCIÓN. D

#### 1.2.4.1. Inyección de Partículas (D1)

En el pasado, el tratamiento se hacía inyectando suspensiones de cemento inestables que se iban aumentando hasta obtener la presión adecuada. En la actualidad, las lechadas se realizan con mezclas completamente estables compuestas de cemento, bentonita y plastificante con las proporciones de acuerdo a la fuerza requerida.

Las inyecciones de impregnación consisten en la introducción de la mezcla en las juntas, en las fracturas de la roca o los poros del suelo, sin desplazamiento del terreno.



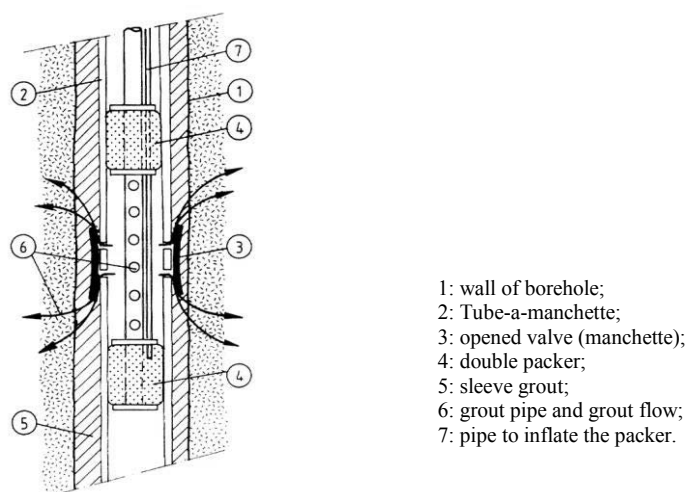
Su objetivo principal es reducir la permeabilidad del terreno, y mejorar su resistencia y su rigidez. Se utilizan para aumentar la capacidad portante, en recalces, para reducir el potencial de licuefacción y para excavaciones bajo el nivel freático.

Frecuentemente la inyección se efectúa en primer término desde una malla de taladros con mayor espaciamiento y posteriormente desde taladros intermedios. El orden se suele efectuar desde las zonas externas hacia las internas con el fin de confinar la zona de tratamiento.

En este tipo de inyecciones los huecos susceptibles de impregnación van siendo cada vez de menor diámetro. El tratamiento por impregnación exige, por tanto, el empleo de mezclas cada vez más penetrantes, destinadas estas últimas a producir la obturación de oquedades mayores (Cuellar, 2004)

Así, por ejemplo, se han efectuado inyecciones en dos fases mediante tubo-manguito (TAM): en la primera fase se emplean lechadas de cemento/bentonita y en la segunda una inyección con silicatos para rellenar los huecos no rellenados con el cemento.

La inyección debe ser suficiente para impregnar el terreno, sin romperlo. El volumen teórico se calcula a partir de la distancia entre taladros y la porosidad del terreno a tratar

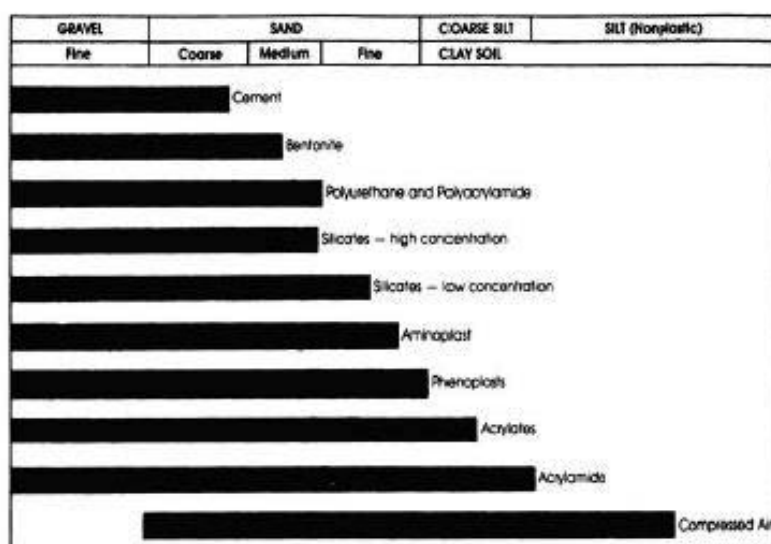


**Figura 1.27** / Mejora del terreno con adiciones tipo inyección mediante Tubo-manguito (TAM).

Fuente: Kutzner 1996

#### 1.2.4.2. Grouting Químico (D2)

El grouting químico se define como cualquier tipo de inyección caracterizada por ser con una solución pura; sin partículas en suspensión (comité sobre Grouting 1980). En la práctica, a menudo se añaden cuerpos sólidos suspendidos a las inyecciones químicas para modificar las propiedades. Los clases de materiales de inyección química han sido clasificados en seis categorías por Karol (2003): las formulaciones de silicato de sodio; acrílicos; lignosulfitos - lignosulfonatos; fenoplastos; aminoplastos; y otros materiales. La diferencia más importante entre las inyecciones de partículas y las inyecciones químicas está en la permeabilidad. Las inyecciones químicas puede penetrar en el terreno con partículas más finas. La penetrabilidad depende de la viscosidad de la solución así como en las inyecciones con partículas depende del tamaño de las mismas



**Figura 1.28 / Penetrabilidad del grouting químico. Fuente: Karol 2003**

#### 1.2.4.3. Métodos de Mezclado (D3)

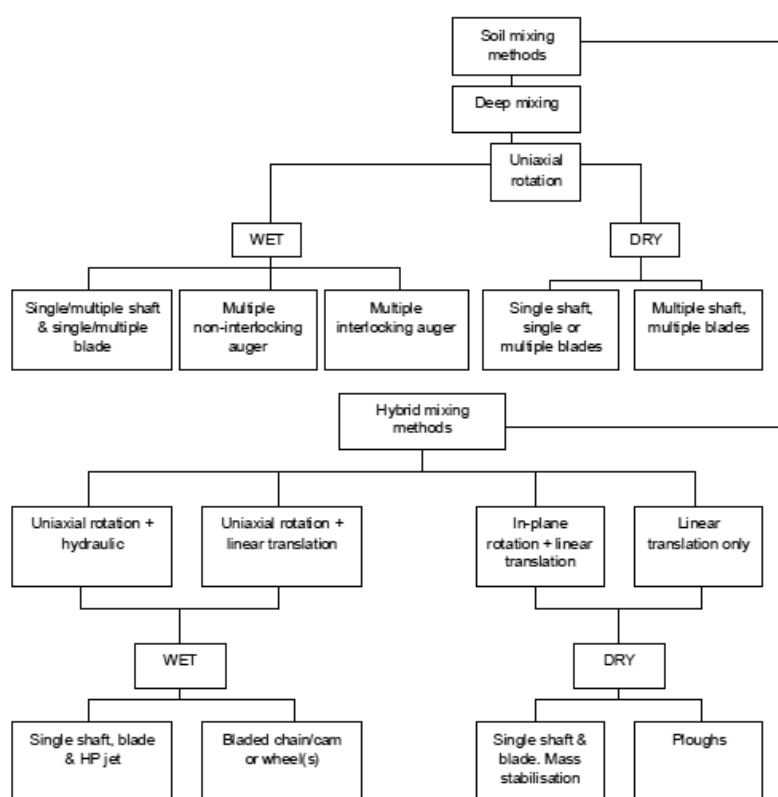
La mezcla de suelos con cemento, cal o aglutinantes es un método común de estabilización de suelos. Para los rellenos, la mezcla se puede hacer antes o después de la colocación con o sin compactación. Lo más frecuente es estabilizar los suelos mezclando in situ con cemento y/o cal utilizando una máquina especialmente diseñada para ello.

Este método fue desarrollado en Japón y en los países escandinavos en 1970. El método ha sido denominado con diferentes nombres, pero el más conocido es "Deep Soil Mixing" (DSM).

Diversos autores describen el método: Terashi (2003), Topolnicki (2004), Larsson (2005), Essler and Kitazume (2008) y Arulrajah et al. (2009). A su vez, los resultados de los programas de desarrollo europeo han sido publicados en guías como Eurosoilstab (2002), además de existir una normativa europea para la ejecución del Deep Mixing, publicada en 2005: “Execution of special geotechnical works – Deep Mixing” (EN 14679)

En los últimos años, el DSM está experimentando un rápido desarrollo, en lo que respecta a los ámbitos de aplicación, la rentabilidad y las ventajas medioambientales.

Generalmente se distingue entre dos métodos, mezclando en seco y en húmedo.

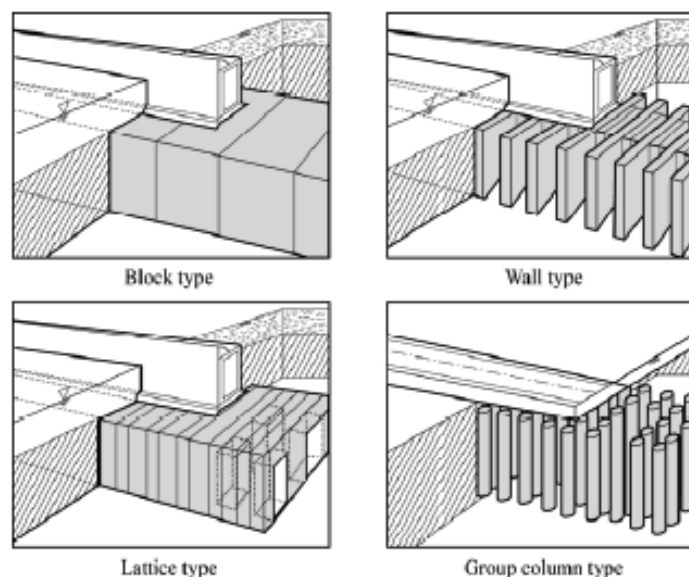


**Figura 1.29 /** Clasificación del método de mezclado profundo. Fuente: Essler y Kitazume 2008

El mezclado profundo ha sido aplicado a muchos tipos de estructuras: cimentaciones de estructuras, muro de contención, terraplenes, pistas, excavaciones.... El propósito de estas aplicaciones es variado, incluyendo reducir el asiento, aumentar la capacidad del suelo, incrementando la estabilidad y resistencia a la licuefacción del suelo, reduciendo el empuje activo, aislante del terreno frente al agua...

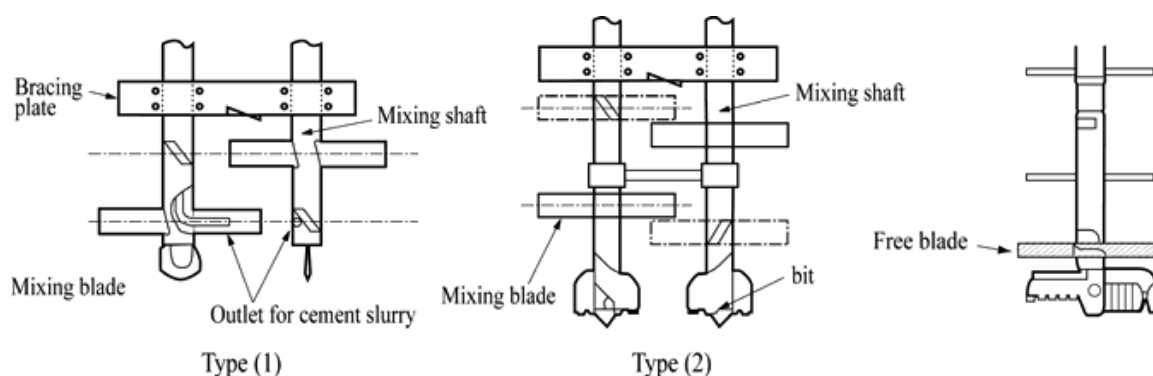
Dependiendo de los objetivos y las condiciones del terreno, se pueden emplear distintas configuraciones: en bloque, muro, enrejado o grupo de columnas.





**Figura 1.30 /** Patrones típicos de mejora de terreno. Fuente: Essler y Kitazume 2008

A medida que aumenta de la finura y la rigidez del terreno, se requieren herramientas de mezcla más complicadas, con hojas de diferentes formas y disposiciones. Los accionamientos de giro y corte debe tener el poder suficiente para destruir la matriz del suelo.



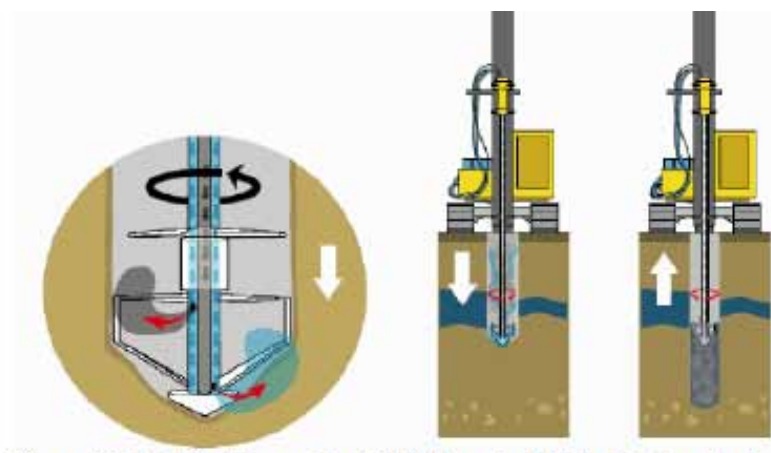
**Figura 1.31 /** Esquema de ejecución de mixing húmedo. Fuente: Essler y Kitazume 2008

Dependiendo del tipo de suelo, se crea una mezcla de mortero que se endurece durante el proceso de hidratación. La resistencia y la permeabilidad dependen de la composición y las características del suelo, la cantidad y el tipo de aglutinante y el procedimiento de mezcla.

Durante la penetración del útil de mezclado hasta la profundidad, las palas de mezcla situadas en el extremo inferior van cortando y disgregando el terreno para disminuir su

resistencia original. Una vez alcanzada la profundidad deseada, se inyecta de manera constante lechada de cemento a través del útil, mientras la palas van mezclando de nuevo el terreno con el estabilizador.

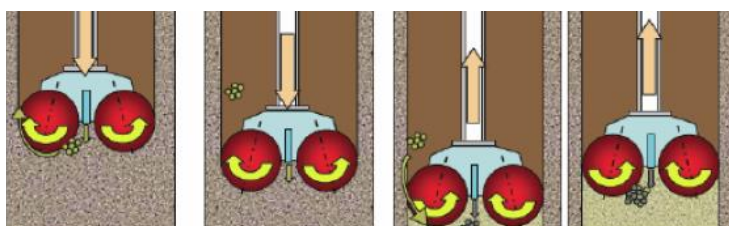
En los últimos años se han desarrollado nuevas tecnologías, tales como el mezclado en seco modificado (MDM) presentado en Suecia (Gunther et al. 2004) o el CSM Geomex y Trenchmix presentados por Borel (2007).



**Figura 1.32 / Método de mixing (MDM) seco modificado. Fuente: Gunther et al., 2004**

El método CSM (Cut soil Mixing) utiliza un cortador para formar paredes. Proporciona una solución rentable para la rápida construcción de contenciones mediante la mezcla de suelo in situ con una lechada de cemento / lechada de bentonita.

El Trenchmix utiliza herramientas de corte para excavar zanjas para aplicaciones estructurales o de permeabilidad.



**Figura 1.33 / Método de CSM de Geomix. Fuente: Borel 2007**

#### 1.2.4.4. Jet Grouting (D4)

El jet grouting es la sustitución parcial y/o mezclado del terreno con lechada por medio de la inyección de lechada a muy alta velocidad a través de pequeñas toberas laterales mientras se sube y se rota, con velocidad controlada, el varillaje de perforación (Armijo 2008). De esta forma se crean de manera controlada columnas de suelo-cemento.

Los efectos sobre el terreno y las características del “jet-grouting” son los siguientes:

- Se produce una mejora del terreno natural entre columnas, debido a la compactación provocada por la expansión del terreno en los alrededores del taladro como consecuencia de la inyección de mezcla a alta presión. Se ha comprobado haciendo ensayos de reconocimiento “in situ”, antes y después del tratamiento. Esta mejora se ha observado con taladros realizados con separación de 2 metros.
- No altera las presiones intersticiales del terreno fuera de las columnas tratadas.
- No afecta a las condiciones de estabilidad de las estructuras existentes.
- Tiene una gran versatilidad, lo que permite soluciones de pilotaje, muro-pantalla o anclajes de arriostramiento, sin dañar a estructuras próximas. Puede llevarse a cabo prácticamente en cualquier tipo de terreno y a través de obstáculos artificiales (galerías, cimientos, forjados, etc.)

La capacidad portante del terreno tratado debe considerarse como una suma de las columnas tratadas y del terreno natural mejorado situado entre ellas. La carga por columna suele tomarse de 200 a 1000 kN y la presión admisible bajo cimientos de 0,5 MPa a 1,5 MPa.

Aunque se han desarrollado numerosas variantes del método de jet-grouting (Celma 2004, Chu et al 2009, Chu 2014), en la práctica habitual en España se contemplan tres tipos de tratamientos mediante jet-grouting (AETESS,2002) :

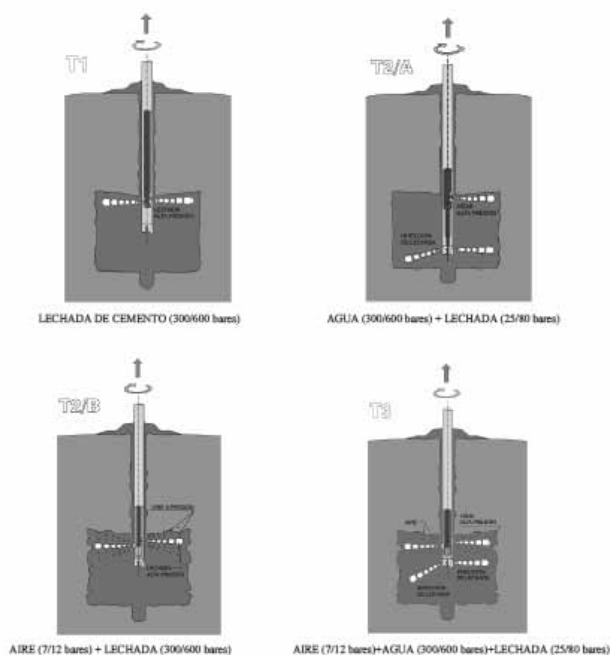
Tipo 1: Denominado simple, mono jet o fluido única, en donde la propia inyección de lechada de cemento produce por una parte la disgregación o el desplazamiento del terreno y, por otra su mezclado con el mismo.

Tipo 2: Denominado Jet de doble fluido. Se presenta con dos variantes:

- Variante 2A AGUA+LECHADA. El tratamiento se realiza a través de dos filas de toberas. La disgregación del terreno se realiza con ayuda de agua a alta presión por la fila superior de toberas y la inyección de relleno de lechada de cemento se realiza a menor presión en las toberas inferiores.

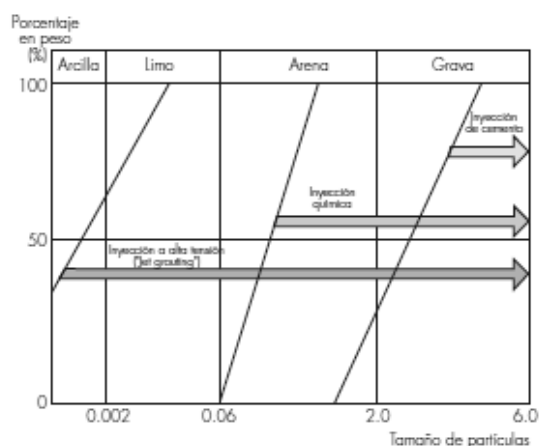
- Varianet 2B AIRE+LECHADA. Los chorros son concéntricos, potenciando el aire la acción de rotura del terreno y el mezclado de la lechada de cemento, además de favorecer la evacuación de detritus.

Tipo 3: Denominado Jet-grouting de triple fluido o triple-jet, consiste en envolver con aire comprimido el chorro de agua a alta presión del tipo 2, que se inyecta por las toberas superiores para romper el terreno y, posteriormente rellenarlo con lechada de cemento inyectada por las toberas inferiores

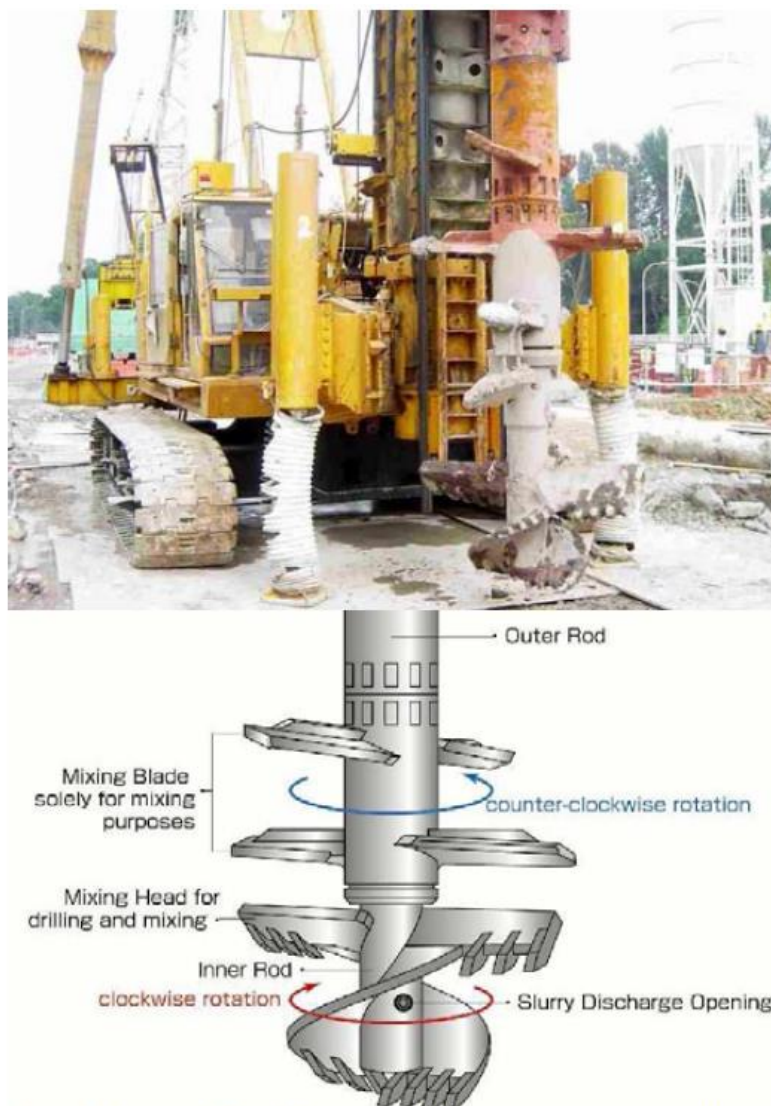


**Figura 1.34 /** Esquema de los tres métodos de inyección. Fuente: Alonso Pollan J.A.2014

Una amplia variedad de terrenos, desde arcillas a gravas, pueden tratarse con lechada de cemento.



**Figura 1.35 /** Límites de aplicación de los distintos de tratamientos de inyección. Fuente: Celma 2004



**Figura 1.36 / Máquina de mezclado (JMM).** Fuente: Osborne y Ng 2008

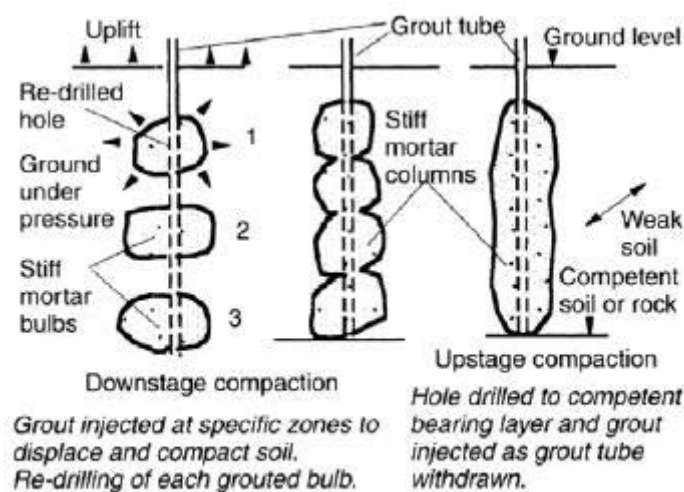
#### 1.2.4.5. Inyecciones de Compactación (D5)

Es un método de inyección con desplazamiento del terreno en el que se trata de introducir en el suelo, sin impregnarlo ni fracturarlo, una mezcla de inyección que tenga un ángulo de rozamiento elevado. También se denominan inyecciones de desplazamiento o de baja movilidad.

Se introducen mezclas y masas muy viscosas, espesas y gruesas que provocan en primer lugar, la compresión del terreno flojo y, después, su desplazamiento controlado. Pueden precisar presiones muy elevadas en torno a 40-60 bares y su movilidad y alcance es limitado, en torno a 1-2 m.

El proceso de inyección consiste en alcanzar la profundidad de proyecto con el taladro e inyectar a presión desde el fondo un mortero “seco” pero a la vez “bombeable”, levantando la tubería en tramos de 0,30 a 0,60 m. De esta forma, se van superponiendo bulbos de mortero seco hasta alcanzar el nivel requerido.

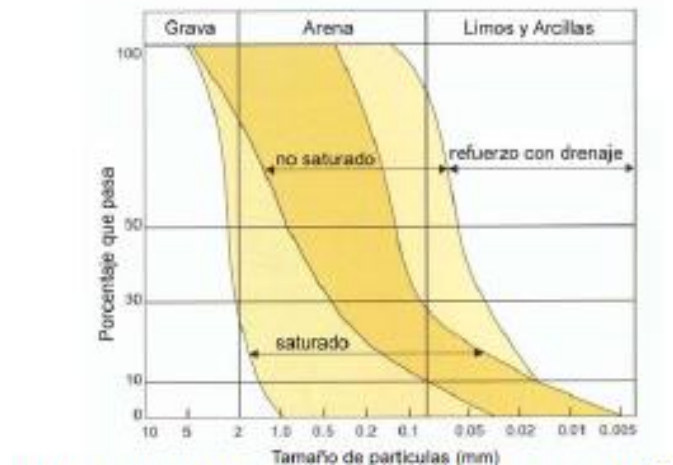
Las inyecciones de compactación son especialmente adecuadas para suelos no cohesivos de compactación floja. Se emplea también en suelos cohesivos para introducir elementos de mayor resistencia y capacidad portante.



**Figura 1.37 /** Típica secuencia de grouting de compactación. Fuente: Woodward 2005

Las aplicaciones de esta técnica son múltiples: Corregir asientos diferenciales, aumento de la capacidad portante bajo estructuras, alternativa a la cimentación, pretratamiento antes del jet-grouting, aumento de la capacidad portante en cimentaciones pilotadas, reducción del potencial de licuefacción, inyecciones de compensación en la excavación de túneles y rellenos de grandes cavidades en terrenos kársticos.

Esta tecnología es efectiva en suelos predominante granulares sueltos, saturados y no saturados, y en suelos de granos finos blandos no saturados, tal y como se puede observar en la figura siguiente.



**Figura 1.38 /** Compactación grouting–aplicabilidad en función del tipo de suelo.  
Fuente: Alonso Pollán J.A.2014

Dependiendo de las propiedades en cada punto del terreno, este tipo de inyecciones permite finalizar cada etapa de inyección según alguno de los siguientes criterios:

- Por volumen: una vez alcanzado el volumen de mortero máximo establecido en proyecto para cada fase.
- Por presión: en caso de alcanzar la presión máxima establecida en el proyecto, independientemente del volumen inyectado en la fase.
- Por movimientos en superficie: en caso de detectarse movimientos en superficie o en las estructuras próximas superiores a los límites previamente establecidos.
- Por reflujo por la boca del taladro: en caso de que el mortero salga por la boca del taladro. Este suele ser el criterio de corte que marca el final de los escalones próximos a la plataforma de trabajo.

Es importante resaltar que el efecto real de la mejora es el producto de dos efectos: la densificación del terreno e inyección de mortero y la creación de inclusiones. El análisis de este efecto compuesto es muy complejo y no suele aplicarse, aunque la experiencia ha demostrado tener éxito en numerosas ocasiones (Rubright y Bendimere, 2004).

#### 1.2.4.6. Inyecciones de Compensación (D6)

La técnica de las inyecciones de hidrofracturación consiste en aplicar a través de tubos manguito una lechada de cemento a una presión superior a la resistencia del terreno más su presión de confinamiento. De forma deliberada se propagan nuevas fracturas en el terreno por las que penetra la lechada quedando el terreno reforzado por lajas de inyección.



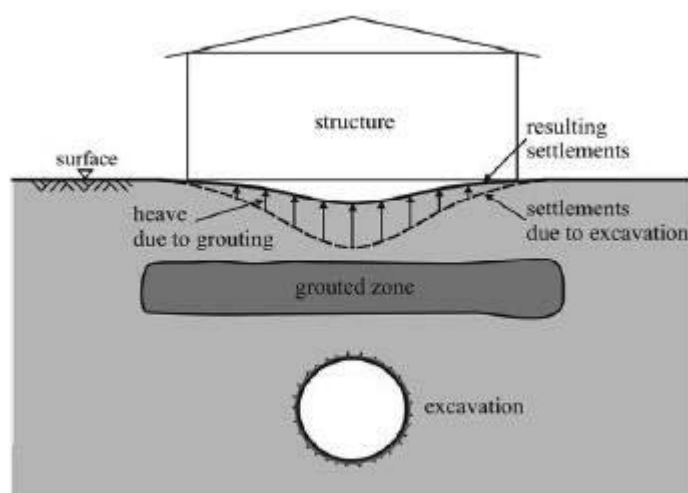
Las presiones que se utilizan para provocar la rotura suelen ser de varias decenas de bares. Para mantener el caudal de inyección, después de provocada la rotura, se utilizan presiones más moderadas, del orden de 10 bares o inferiores.

En suelo homogéneo con superficie horizontal, se forman en primer lugar fracturas verticales (perpendiculares a la tensión principal menor), aunque depende en gran medida de la anisotropía del suelo. Debido al aumento de la compactación lateral por el relleno de las fracturas verticales se desarrollan a continuación fracturas horizontales, obteniéndose un suelo reforzado con lájas de inyección endurecidas, con el suelo compactado entre lájas.

Las aplicaciones particulares de este tipo de inyección son la reducción de asientos, el aumento de la capacidad portante y de la estabilidad al deslizamiento.

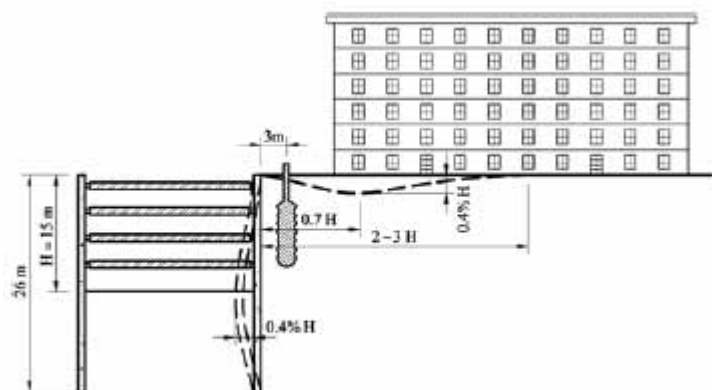
Estas aplicaciones se han concretado en dos tipos de inyección cuya base es la fracturación: inyecciones de compensación e inyecciones armadas.

Las inyecciones de compensación se utilizan para proteger los edificios de asientos producidos por la excavación de túneles y por las grandes excavaciones para sótanos. Constan, en general, de las siguientes fases: preparación del terreno e inyecciones previas, sobreelevación uniforme, compensación concurrente (durante la excavación), compensación observaciones (después de la excavación).



**Figura 1.39** / Inyecciones de compensación para la construcción de un túnel. Fuente: Kummerer 2003





**Figura 1.40** / Inyecciones de compensación adyacente a una excavación reforzada. Fuente: Liu 2003

### 1.2.5. REFUERZO DE TERRENO. E

#### 1.2.5.1. Tierra Reforzada con Acero o Geosintéticos (E1)

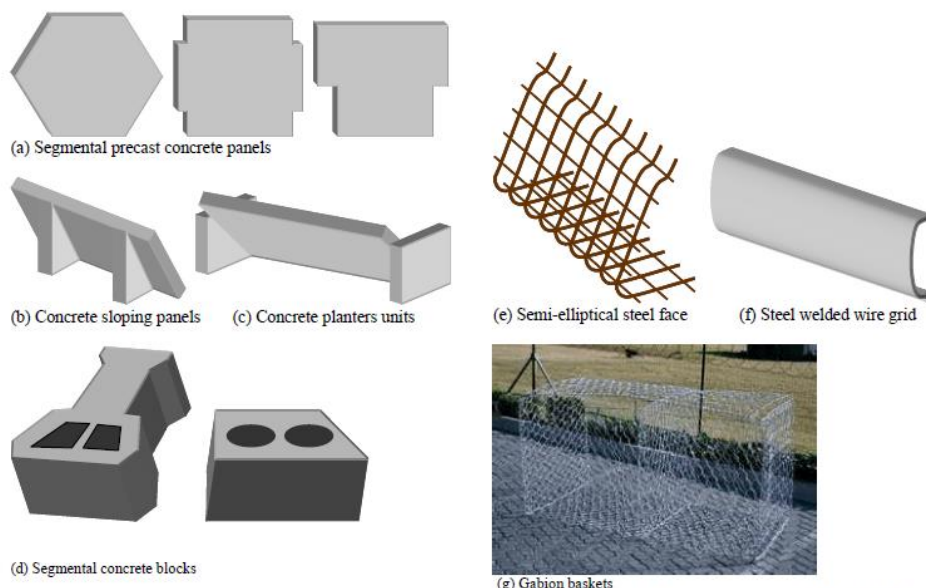
Iniciadas a comienzos de los años 60, las técnicas de refuerzo en los rellenos han cobrado cada vez más importancia en los últimos 30 años. Sorprendentemente, no ha habido ningún avance conceptual real con respecto a los principios, componentes clave y posibles aplicaciones descritos por Vidal H. 1960. Sin embargo, las tecnologías modernas combinadas con numerosos estudios analíticos y experimentales han hecho avanzar esta técnica para ser una de las principales innovaciones en ingeniería civil en la segunda mitad del siglo 20 (Giroud 1986; Jones 1996; Jewell 1996; Koerner 1998).

También se han introducido los códigos y normas. Éstas incluyen la BS 8006 (1995): Código de prácticas para suelos reforzados y otros rellenos; La norma EN 14475 (2006): La ejecución de trabajos especiales de geotécnica-rellenos reforzados; EN 13250 (2001) y Geotextiles productos relacionados con geotextiles; Requisitos para su uso en la construcción de los ferrocarriles; así como otras tres normas europeas sobre barreras geosintéticas para diferentes propósitos, ES 13361, EN13491, y EN13492.

La tierra reforzada tiende también a convertirse en una alternativa muy atractiva para muros, así como taludes con pendientes acusadas, debido a sus beneficios en términos de fiabilidad, flexibilidad, rentabilidad y estética.

Los refuerzos en los rellenos pueden estar hechos de metales (principalmente de acero), materiales poliméricos, fibra natural y, recientemente, fibra de vidrio y fibra de carbono.

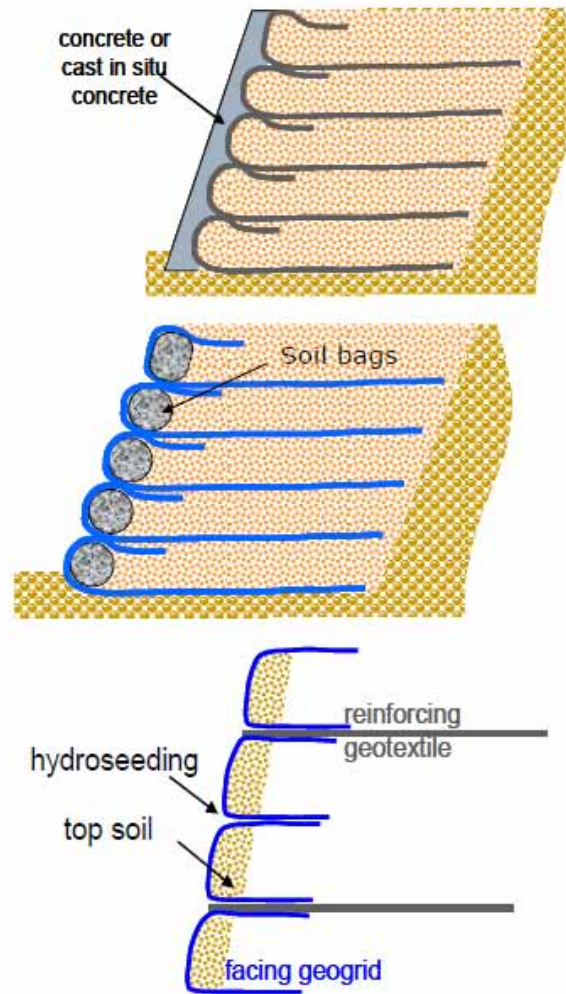
Los tipos de recubrimiento incluyen paneles prefabricados de hormigón segmentados, paneles prefabricados de hormigón de altura completa, paneles inclinados de hormigón, unidades de jardineras de hormigón, bloques de hormigón segmentados, , malla de acero semielíptica, malla de alambre de acero soldado, geosintéticos (geomalla o geotextil) y cestas de gaviones.



- (a) Paneles de concreto de precast segmentados
- (b) Paneles inclinados de hormigón
- (c) Unidades de hormigón
- (d) Bloques de hormigón segmentados
- (e) Cara de acero semi- elíptica
- (F) Cuadrícula de cable de acero soldado
- (G) Canastas de Gabion

**Figura 1.41 /** Esquema de refuerzo de tierras. Fuente: Chu et al. 2009

Para paredes más altas ( $> 5$  m), se utilizan principalmente los muros de tierra estabilizada mecánicamente (MSE) con acero reforzado o rellenos geosintéticos con revestimientos prefabricado. El MSE es más económico, más fácil de instalar y más ecológico. La tendencia actual es la de ampliar la gama de aplicaciones de tierra estabilizada mecánicamente en condiciones más desafiantes: cargas extremas y rellenos de calidad intermedia tratados con cualquier elemento químico (por ejemplo, de mezcla de cemento) o medios mecánicos (por ejemplo, compactación).



**Figura 1.42** / Tipos comunes de geotextil envueltos alrededor de una ladera. Fuente: Chu et al 2009

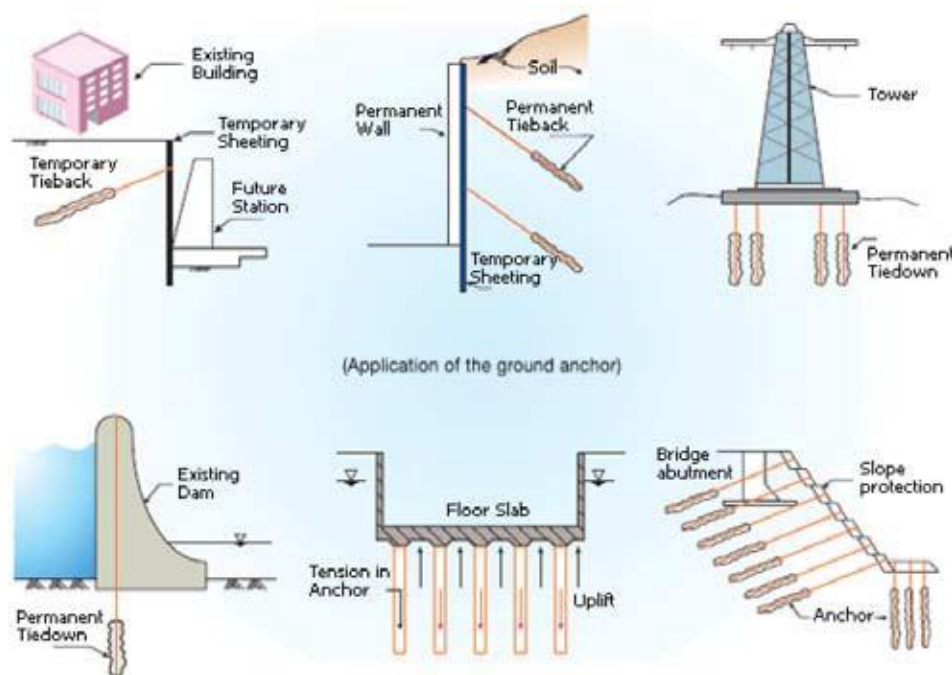


**Figura 1.43** / Pared de MSE en USA. Fuente: Chu et al. 2009

El uso de materiales de relleno intermedios es una tendencia reciente debido a la preocupación mundial sobre el desarrollo sostenible. Los rellenos buenos son cada vez más difíciles de encontrar y el transporte de materiales de construcción tiene una coste ambiental alto. El desarrollo de nuevos materiales de construcción, principalmente poliméricos, ha abierto un nuevo campo de desarrollo.

### 1.2.5.2. Anclajes al Terreno o bulonado (E2)

Los anclajes en el terreno son aplicables en situaciones donde las estructuras por gravedad pueden ser sustituidas por elementos anclados en el terreno o la roca. También puede ser usados como cimentación o para la estabilización de pendientes, torres, túneles y otras estructuras. Los parámetros y criterios de diseño han sido desarrollados por distintas normativas. Éstos incluyen el BS8081 estándar británico (1989) y el EN1537 estándar europeo (1999).



**Figura 1.44 /** Varias aplicaciones de anclajes. Fuente: De Cock 2008

El cosido es similar a los anclajes. Sin embargo, hay algunas diferencias importantes. Los cosidos son más pequeños y cortos que los anclajes y mientras los anclajes son tensados tras su colocación, los bulones no lo son y no recogen la carga hasta que la tierra se deforma. Los bulones, de la misma manera que los anclajes, añaden resistencia de cizallamiento al terreno. La eficacia de un cosido está directamente relacionada con su resistencia al arranque. Por lo tanto, los taladros, aunque son más costosos que las barras de acero lisas o corrugadas, son también más efectivos.

Actualmente, el uso principal de claveteado es estabilizar pendientes ejecutadas por el hombre, como ocurre en excavaciones para estructuras subterránea.

Las evaluaciones de las aplicaciones de anclajes y claveteado del suelo han sido hechas por Sabatini et al.. (1999), Barley y Windsor (2000), Ostermayer y Barley (2003) y De Cock (2008).

### 1.2.5.3. Métodos Biológicos (E3)

Las raíces de la vegetación pueden ser un tipo de refuerzo en terraplenes o muros de contención. Además, retira el agua y ayuda en la prevención de la erosión de suelo. Este tema ha sido desarrollado por Gray y Leiser (1982), Gray y Sotir (1996) y Schiechl (2003).

## 1.3. COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS SISTEMAS

A continuación, recogemos un resumen de los principales métodos de mejora de terreno, indicando sus campos de aplicación, así como principales ventajas e inconvenientes

### **Sustitución del terreno**

Se trata de la primera opción a plantear cuando el terreno de cimentación posee nula o baja capacidad portante (rellenos, tierra vegetal, arcillas y limos blandos, etc.).

El método de sustitución es viable económicamente cuando el espesor de sustitución es moderado (igual o menor de 3 m, por ejemplo). Sin embargo, su ejecución puede ser muy dificultosa en caso de existir edificios medianeros o cuando el nivel freático está alto.

### **Compactación con rodillo**

Es el método más simple y barato para la mejora del terreno.

La compactación superficial se usa principalmente para el compactado de rellenos en capas de pequeño espesor.

### **Precarga**

Esta técnica sirve para mejorar prácticamente casi todo tipo de terreno, aunque es más empleada en suelos arcillosos. Por el contrario, tiene el inconveniente de que la

duración del tratamiento suele ser elevada, por lo que muchas veces, su aplicación es imposible para los tiempos de construcción fijados.

### Drenes verticales

Estos sistemas se suelen utilizar para acelerar la consolidación de terrenos cohesivos blandos, aunque también se aplican para la mejora de rellenos, limos orgánicos e inorgánicos, turbas, etc.

El método de precarga puede ser la solución más viable cuando el terreno tiene una capacidad portante insuficiente y las cargas de las futuras construcciones son ligeras y uniformes.

Sin embargo, presenta los siguientes inconvenientes:

- Excesivo plazo de ejecución, ya que el tiempo de consolidación puede ser de varios meses (en ocasiones más de un año) y hay que prever la disposición de la carga para conseguir el efecto previsto.
- Coste elevado respecto a otras soluciones.
- Necesidad de utilizar instrumentos y ensayos de control para proyectar correctamente la precarga y prever el tiempo de aplicación.
- El tratamiento afecta a instalaciones y estructuras próximas, pudiendo originar asentamientos inadmisibles en sus cimientos

### Compactación dinámica

Este sistema es más eficaz cuanto más arenoso sea el terreno y menor sea su índice de densidad. Su empleo es apropiado en suelos poco saturados o suelos permeables bajo el nivel freático. En suelos poco permeables bajo el nivel freático, es factible pero menos eficaz.

Entre sus limitaciones se encuentra la imposibilidad de compactar bajo capas rígidas. Además, debido a la gran influencia de los fenómenos de dilatación, no puede superarse una densidad crítica. Finalmente, es un método que afecta a las zonas circundantes, no siendo recomendable en zonas urbanas.

### Sustitución dinámica

Es indicado en arcillas o limos blandos y en sustratos con poca profundidad (4-5 m).

### Compactación por explosiones

Es adecuado para suelos arenosos o areno-limosos saturados. Lógicamente, no es adecuado en zonas urbanas. Si se domina la técnica, resulta más económico que la vibroflotación.

### Vibroflotación

Este método sólo es útil en suelos arenosos con un contenido de finos inferior al 15%; en caso contrario, la energía vibratoria se disipa rápidamente y sólo se consigue una compactación muy localizada. A profundidades elevadas también resulta más difícil esta compactación debido a la elevada presión existente, y es necesario un mayor aporte de energía.

Además de aumentar la capacidad portante del terreno aumenta la resistencia del mismo a la licuefacción.

### Columnas de grava

Como resumen, las cinco funciones que un tratamiento mediante columnas de grava es capaz de desarrollar son:

- Reducción de los asentos totales y diferenciales
- Aceleración del proceso de consolidación
- Aumento de la capacidad portante del suelo
- Aumento de la estabilidad frente a deslizamientos
- Reducción de la posibilidad de licuefacción del suelo

Se emplea en suelos mixtos granulares o cohesivos con una resistencia al corte de 20 a 100 KN/m<sup>2</sup> y es especialmente adecuado para cargas ligeras a medias.

Uno de los problemas más comunes en la construcción de las columnas es la continuidad en estratos de baja resistencia, que obliga a incrementar el diámetro de la columna en estas zonas para garantizar una correcta compactación. Entre sus inconvenientes también cabe destacar el gran volumen de la maquinaria necesaria, lo que permite su empleo tan sólo en determinados lugares. El acceso a la grava también es un elemento a tener en cuenta

### Jet grouting

Los efectos sobre el terreno y las características del “jet-grouting” son los siguientes:



- Se produce una mejora del terreno natural entre columnas.
- No altera las presiones intersticiales del terreno fuera de las columnas tratadas.
- No afecta a las condiciones de estabilidad de las estructuras existentes.
- Puede llevarse a cabo prácticamente en cualquier tipo de terreno y a través de obstáculos artificiales (galerías, cimientos, forjados, etc.)

Como inconvenientes aparecen su elevado coste y el volumen de la maquinaria necesaria para la ejecución del sistema, así como las elevadas presiones necesarias que pueden afectar a las estructuras cercanas

## Inyecciones

Su objetivo principal es reducir la permeabilidad del terreno, y mejorar su resistencia y su rigidez. Se utilizan para aumentar la capacidad portante, en recalces, para reducir el potencial de licuefacción y para excavaciones bajo el nivel freático.

Por último, indicar que en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2002) se recoge una tabla resumen de la aplicabilidad y características de los diferentes métodos

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

**Tabla 1.5 / Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno.**  
Fuente: Ministerio de Fomento, 2002



#### 1.4. CLASIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS SUELO-CEMENTO

En primer lugar, es necesario encuadrar el sistema de mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento dentro de los principales sistemas de cimentación.

Si bien tanto en la clasificación de Schaefer (1997) como en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2002) se habla de las columnas suelo-cemento de manera concreta, esta distinción como tal no se realiza en las clasificaciones hechas a nivel internacional.

En primer lugar es necesario, por tanto, incluir el sistema de mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento dentro de estas clasificaciones, ya que esto nos permitirá elegir los modelos de cálculo más adecuados, así como conocer las características mecánicas de dichas columnas y del terreno equivalente mejorado.

Nos centraremos además en un tipo particular de columna suelo-cemento: el sistema Mixpile®. Este método presenta unas características concretas en cuanto a ejecución, materiales, control de calidad y métodos de cálculo que lo diferencian del resto de sistemas y que será precisamente el objeto de nuestro estudio en la presente tesis.

Tal y como se ha descrito a lo largo del capítulo, Chu et al. han clasificado y descrito las distintas técnicas de mejora del suelo en el Estado del informe de Arte de ISSMGE TC211 que fue publicado en la 17ª Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica en 2009.

El sistema Mixpile® es un híbrido que podría encuadrarse dentro de la categoría C5 que se refiere a técnicas de mejora de terrenos mediante el empleo de inclusiones rígidas o bien dentro de la categoría D3 que hace referencia a los métodos de mezclado profundo con adiciones tipo inyección. Tanto las inclusiones rígidas como el Deep Soil Mixing son los sistemas de mejora de terreno que están siendo objeto de un mayor número de estudios en los últimos años

En lo referente al procedimiento de ejecución y el material resultante en las columnas, se asemeja principalmente a los sistemas de DSM, pero presenta características particulares ya que, si bien dicho material es muy heterogéneo y dependiente del terreno natural de mezcla, las elevadas cantidades de cemento utilizadas en comparación con dichos sistemas, hacen que el material resultante, presente una rigidez elevada.

En cuanto a los métodos de cálculo, tal y como veremos en el siguiente capítulo, se utilizan tanto sistemas propios de las inclusiones rígidas (C5), como sistemas de cálculo de suelo equivalente más propios de DSM (C3)

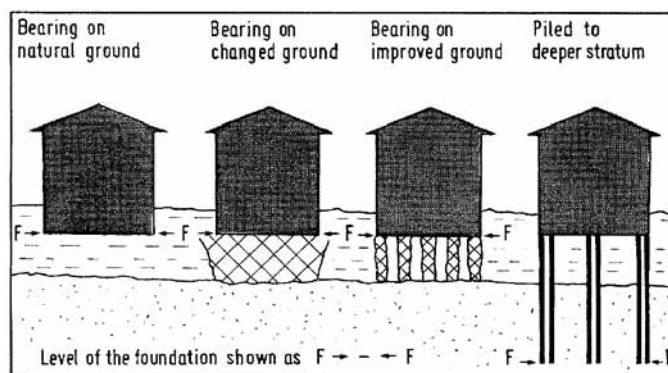
### 1.5. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE MEJORA DE TERRENO TIPO MIXPLE\*

Todas las estructuras requieren un diseño que permita garantizar la integridad de la misma a lo largo del período de construcción y luego durante la vida de servicio. Esta integridad se basa en que las deformaciones, los asentamientos, los desplazamientos horizontales y las distorsiones sean admisibles.

Cuando el diseño preliminar de una estructura revela que el terreno en su estado actual es incapaz de soportar las cargas transmitidas por dicha estructura sin que produzca un asentamiento excesivo o fallo del terreno, se debe conseguir ese aumento de seguridad con cimentaciones profundas o con mejora del terreno.

La elección de la solución depende, de este modo, del tipo de estructura, las cargas aplicadas, el terreno de cimentación y de la planificación de la construcción.

Las cimentaciones profundas han sido diseñadas y ejecutadas para soportar cargas pesadas en terrenos con características geotécnicas desfavorables. El objetivo principal de estas cimentaciones es transferir la carga completa de la estructura a través encepados, losas estructurales, o vigas hacia elementos rígidos (pilotes, micropilotes), que a su vez transmiten la carga al terreno competente.



**Figura 1.45 / Evolución de los niveles de cimentación**

Sin embargo, esta situación también puede resolverse mediante un sistema de mejora de terreno, en el que parte de las cargas son transmitidas al terreno en función de lo que éste es capaz de soportar y el resto son soportadas por las columnas rígidas.

La ventaja de estos sistemas consiste en que se puede reducir la carga transferida a cada cabeza de columna (debido a que una parte de ésta es transmitida al terreno natural), lo que supone una reducción en la longitud o el diámetro necesario de la misma.

El sistema de mejora tipo Mixpile® consiste en la mezcla del terreno natural con lechada de cemento, creando unas columnas de elevada resistencia sobre las que se apoya la cimentación



De este modo, se consigue atravesar las capas de terreno que no resulten competentes para apoyar sobre ellas una cimentación, a la vez que se mejoran sus características geomecánicas tales como la estabilidad, la resistencia al corte, la capacidad portante, la compresibilidad, etc.

La gama de aplicaciones del sistema abarca desde la cimentación de todo tipo de edificaciones donde haya que reforzar o mejorar los parámetros resistentes, hasta la estabilización de laderas, realización de contenciones y ejecución de terraplenes de carreteras y ferrocarriles.

El sistema de refuerzo o mejora del terreno Mixpile® realizado mediante el mezclado profundo del suelo existente con lechada de cemento inyectada, disminuye la compresibilidad del mismo, provocando una reducción de los asentos en la cimentación, un aumento de la presión admisible y de su rigidez. Por tanto, incrementa la resistencia al corte del terreno, mejorando su capacidad portante y aptitud al servicio y en consecuencia la de los elementos de cimentación y de contención situados en él.

Esta técnica no supone necesariamente la mejora del terreno en sí, pues en la mayoría de los casos las características mecánicas del terreno natural se quedan iguales después de la ejecución de las columnas suelo-cemento. En realidad, la mejora de terreno se produce mediante la formación de un compuesto en el que las cargas son distribuidas entre el terreno y los Mixpile®.

En términos generales, la elección de un sistema de mejora de terrenos frente una solución tradicional mediante cimentaciones profundas, asociadas además con diseños estructurales rígidos y costosos, suele tener una justificación económica.

Los factores que favorecen la selección de un sistema de mejora de terreno tipo Mixpile son (Topolnicki, M. 2004):

- La reducción de capacidad de compresión global del suelo.
- Aumento de la capacidad de carga.
- Limitar las interacciones con las estructuras vecinas.
- Permitir el uso de cimentaciones superficiales.
- Acortar el calendario de construcción .
- Optimizar el coste total.
- La naturaleza dúctil de la cimentación resultante: Esta característica resulta favorable con respecto a las cargas verticales que pueden presentar asentos admisibles mayores, pero también es favorable con respecto a las cargas

sísmicas controlando el modo de fallo más desfavorable y mediante la disipación de cargas en las conexiones entre la estructura y la cimentación profunda.

Las principales ventajas del sistema son :

- Densifica el terreno
- Origina unas columnas (suelo/cemento) en masa, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa.
- No se extrae terreno durante el proceso
- El material se densifica
- No se generan residuos.
- No se producen vibraciones
- Economía.
- Flexibilidad.
- Ahorro de materiales y energía.
- Rapidez.

### **1.6. CAMPOS DE APLICACIÓN DEL SISTEMA MIXPILE®**

Las aplicaciones más habituales del sistema de mejora de terreno tipo Mixpile® son:

- Cimientos de todo tipo de estructuras, gracias al aumento de la capacidad portante y reducción de asentos.
- Incrementar la resistencia del suelo blando con el fin de aumentar la estabilidad de terraplenes y la capacidad portante del terreno.
- Reducir los empujes activos en los muros de contención.
- Prevenir la licuefacción y reducir movimientos horizontales.
- Sistemas de contención para taludes, excavaciones, barreras de impermeabilización, deslizamientos de laderas, ect.

Vemos, por tanto, la gran flexibilidad que presenta el sistema, ya que puede suponer una solución para un gran número de problemáticas a nivel geotécnico. Precisamente por tratarse de un sistema en pleno desarrollo, el abanico de posibilidades en los que se podría plantearse la aplicación del sistema Mixpile® es cada vez más amplio

A continuación, haremos una breve exposición de los últimos avances en lo que a campos de aplicación del sistema Mixpile® se refiere, presentando nuestra experiencia particular

### 1.6.1. Cimentaciones de todo tipo de estructuras

Si bien, como acabamos de explicar, esta es la aplicación clásica del Mixpile®, las estructuras cimentadas sobre este sistema son cada vez de mayor envergadura, responsabilidad o presentan características particulares que hacen que el empleo del Mixpile® suponga la solución más adecuada.

#### Ampliación del graderío del Estadio de Fútbol del Gran Canaria

El estadio de fútbol presentaba espesores de relleno muy heterogéneos a lo largo de toda la superficie por lo que, en el proyecto original había zonas con zapatas apoyadas directamente sobre el terreno, sobre pozos de cimentación o pilotes. Esto supone una compliación tanto desde el punto de vista de ejecución como de comportamiento de la estructura, al estar mezclando cimentaciones superficiales y profundas.

Gracias al sistema de mejora tipo Mixpile®, se consiguió homogeneizar toda la cimentación, variando tan sólo las profundidades de tratamiento en función de la zona.



**Figura 1.46** / Ejecución de Mixpile bajo zapata corrida en el Estadio de Fútbol del Gran Canaria.  
Fuente: Elaboración propia.



### Noria gigante en el Puerto de Málaga

La noria gigante se apoya sobre cuatro zapatas que transmiten una tensión de 1 Kg/cm<sup>2</sup> cada una. Presenta también cuatro tirantes cimentados con micropilotes para soportar los empujes del viento.

Los terrenos de esa zona del puerto están constituidos por arenas flojas con el nivel freático muy alto que no presentan la suficiente capacidad portante.

Si bien el problema podría haberse solucionado con pilotes, estos suponían una ejecución más cara y complicada, ya que hubiese sido necesario encamisarlos y llevarlos hasta profundidades muy elevadas. Otro elemento fundamental a tener en cuenta era el factor tiempo.



**Figura 1.47** / Noria gigante en el Puerto de Málaga. Fuente: Diario Sur.

El sistema de mejora de terreno tipo Mixpile® no necesita encamisado ya que, el propio procedimiento de ejecución supone la mezcla del terreno con la lechada de cemento. Lo que, para el caso de un pilote supone una limitación, es una ventaja en el caso del Mixpile®.

Las profundidades del tratamiento son inferiores a las necesarias con los pilotes y su ejecución es más rápida, fácil y económica. La mejora de terreno alcanza a los 3 días las características suficientes como para poder cimentar sobre ella, con lo que se cumplían todos los requerimientos de la obra en cuestión

### 1.6.2. Soporte de excavaciones. Retención del terreno y/o agua.

El DSM ha sido cada vez más utilizado para la retención del suelo y el agua en el caso de las excavaciones. Pero, ¿realmente supone una alternativa económica frente a los tradicionales muros de hormigón o pilotes?

Rutherford et al. (2005) en las Tablas 2.1/ 5 y 2.1 / 6 compara respectivamente los tipos habituales de excavación y los medios utilizados para la construcción de muros de contención.

Sistema de Apoyo en la Excavación	Ventajas	Limitaciones
<i>Diafragma Estructural (suspensión) de muros</i>	Construido antes de la excavación y bajo aguas subterráneas, puede ser usado como muro permanente y puede aplicarse con distintos suelos. Elevada Rigidez. Puede llegar a formar parte del muro permanente.	Gran volumen de escombros generados además de requerir la eliminación de los mismos. Costoso en comparación con otros métodos. Debe utilizarse con precaución o técnicas especiales cuando se realiza junto a una zapata corrida de poca profundidad.
<i>Muro tableestacado</i>	Construido antes de la excavación y bajo aguas subterráneas. Sólo puede ser usado de arcillas suaves a medianamente rígida. Rápido de ejecutar y fácil de eliminar. Bajo coste inicial.	No puede ser ejecutado a través de rellenos complejos, rocas u otros obstáculos. Vibración y ruido durante la ejecución del mismo. Posibles problemas con juntas. Profundidad y rigidez Limite. Puede sufrir desplazamientos laterales considerables.
<i>Estacas verticales y muros de revestimiento pesado</i>	Bajo coste inicial. Fácil de manejar y ejecutar.	No puede ser construido bajo aguas subterráneas. No se puede utilizar en suelos que no tengan un cierto levantamiento o que muestren cierta inestabilidad en su base.
<i>Muro Pantalla</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas. Baja vibración y ruido durante la construcción. Puede utilizar vigas de ala ancha como refuerzo.	La maquinaria no permite la penetración de roca, requiriendo de una perforación previa. La continuidad del mismo puede ser un problema si los pilotes son perforados una sola vez.
<i>Muro a base de Micropilotes</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas. Útil cuando existen limitaciones.	Se requiere de un elevado número. La continuidad del muro es un problema debido a la baja resistencia a la flexión.

**Tabla 1.6 / Comparación de los tipos tradicionales de soportes de excavación,**  
Fuente: Rutherford et al. (2005)

En el proceso de DSM, el suelo se mezcla in situ mecánicamente mientras que se inyecta el cemento a modo de aglutinante. Las columnas o los paneles rectangulares se colocan uno junto al otro de manera secante. El proceso se realiza de manera continua. Una vez ejecutadas las columnas, se insertan los perfiles I o H en el material fresco para resistir los esfuerzos a cortante y los momentos flectores (Denies 2012)

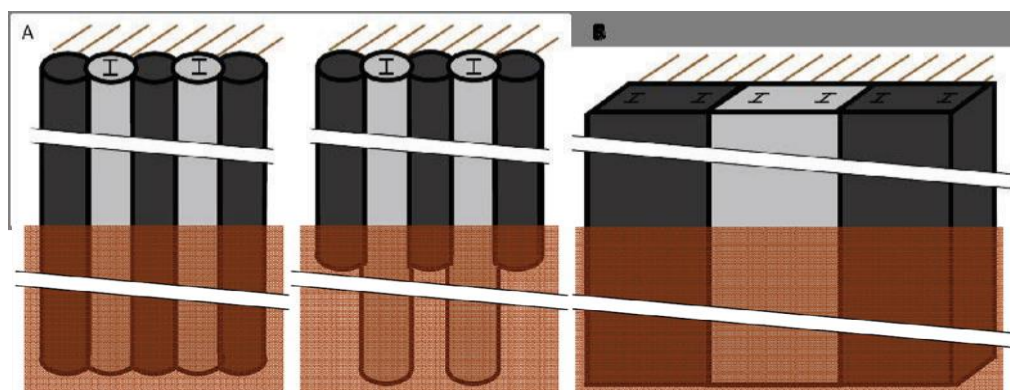
La principal diferencia entre este sistema y los pilotes secantes tradicionales se encuentra en el material utilizado, que en este caso es una mezcla suelo-cemento en lugar de hormigón.

<b>Sistema de Apoyo en la Excavación a través de GI</b>	<b>Ventajas</b>	<b>Limitaciones</b>
<i>Método DSM</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas. Baja vibración y ruido durante la construcción Volumen de escombros reducido comparado con los muros de diafragma. En mejora continua gracias a las múltiples herramientas de perforación.	Dificultad en caso de rocas. Gran cantidad de escombros generados.
<i>Inyecciones</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas.	Pre - grouting para controlar el flujo de la lechada a través de adoquines , No penetra en el suelo con más de 15 % de finos
<i>Cosidos</i>	Rápida construcción, los cantos rodados pueden ser perforados. Puede aplicarse en suelos duros.	No puede ser ejecutado bajo aguas subterráneas, Se requieren de accesos, No pueden ejecutarse en suelo duro o que muestren estabilidad en su base. La excavación debe ser ejecutada estable previo a su construcción.
<i>Jet grouting</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas.	Dificultad en caso de rocas, gran cantidad de escombros generados. Los obstáculos pueden impedir o dificultar la propagación lateral de la mezcla.
<i>Congelación de terrenos</i>	Ejecutado previo a la excavación y bajo aguas subterráneas.	Dificultad de ejecución con flujo de aguas subterráneas y alrededor de rocas. Muy caro para el caso de grandes superficies y/o tiempo prolongado de ejecución. Temporal Extensiones del terreno durante las heladas y asentamientos durante el deshielo.

**Tabla 1.7 / Comparación de las técnicas de excavación con sistemas de mejora de terreno**

*Fuente: Rutherford et al. (2.005)*





**Figura 1.48** / Vista esquemática del plano secante de ejecución  
(A) columnas cilíndricas DSM y (B) paneles rectangulares DSM. Fuente: Denies et al 2012



**Figura 1.49** / Contención realizada con columnas Mixpile en San Juan de Letrán (Málaga).  
Fuente: Elaboración propia

El sistema Mixpile® puede suponer una solución muy interesante en casos como el que se presentó en C/ San Juan de Letrán, en el centro histórico de Málaga.

El terreno estaba formado por una formado por una primera capa de rellenos de aproximadamente 2,00 metros de espesor y, a continuación un terreno arcilloso de profundidad indefinida. En la zona de contacto entre ambos estratos, se situaba el nivel freático.

La ejecución de la excavación de un sótano se hacía insegura con el sistema por bataches debido a la elevada altura de los edificios medianeros y su cimentación superficial. La ejecución de una pantalla de pilotes resultaba imposible por las condiciones de accesibilidad del solar. La opción de pantalla de micropilotes no resolvía el problema del nivel freático, además de ser una solución cara. Finalmente, se optó por

una contención a base de columnas suelo-cemento tipo Mixpile autoportantes, en la que las columnas primarias hacían la labor de retención del agua y las secundarias, armadas, soportaban los cortantes y momentos flectores.

### 1.6.3. Estabilización de taludes

La estabilización de taludes es una de las aplicaciones más extendidas. Son muy numerosos los estudios realizados en los últimos años, tanto a nivel teórico como aplicaciones prácticas (Plomteux, C. y Porbaha, A. 2004; Navin, M.P. y Filz, G.M. 2006; Kitazume, M. y Maruyama, K. 2006 )

El empleo para este tipo de aplicaciones se enfrenta cada vez a mayores desafíos, como, por ejemplo, la estabilización de un talud para construcción de una gasolinera en las Palmas de Gran Canaria.

La mitad de la parcela estaba formada por los restos de la montaña tras ser dinamitada. Los elementos resultantes habían sido depositados en la ladera de la misma sin ningún tipo de control, siendo necesaria la mejora de dichos rellenos tanto para evitar asentamientos que resultarían inadmisibles como para la propia estabilización del talud

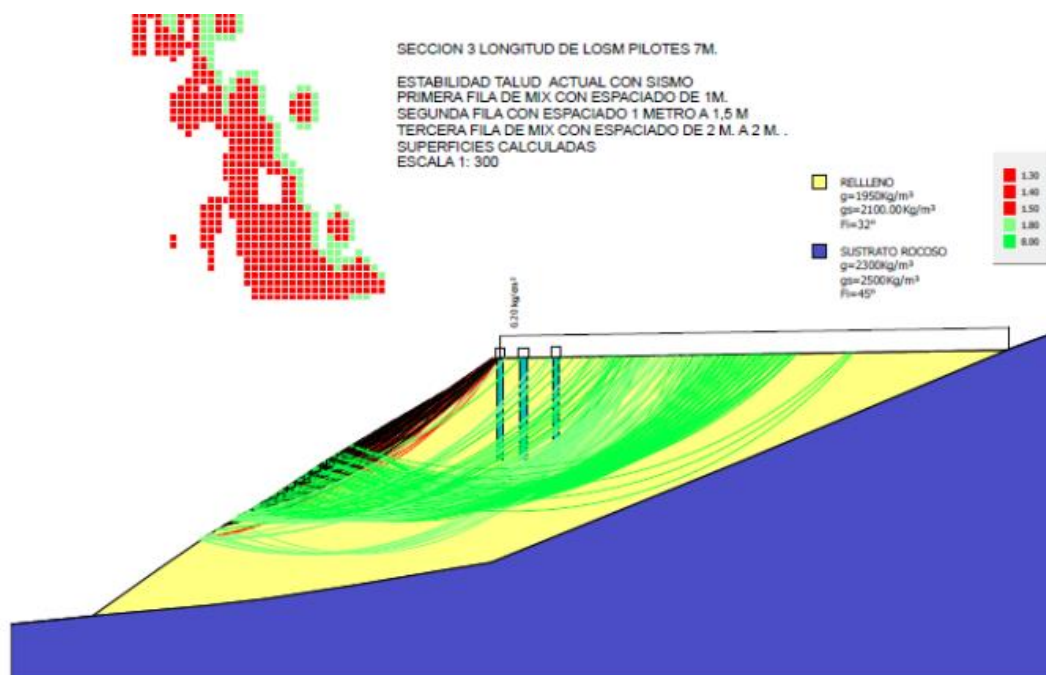


**Figura 1.50 / Estabilización de talud en Gran Canaria con sistema Mixpile®**  
*.Fuente:Elaboración propia*



**Figura 1.51** / Maquinaria realizando estabilización de talud en Gran Canaria con sistema Mixpile®.  
Fuente: Elaboración propia

Se realizó un análisis de estabilidad de la sección más desfavorable, con un espesor de relleno de hasta 14 m. Para obtener una  $F.S. > 1,5$  fue necesario disponer de 3 filas de Mixpile de al menos 7,00 m de profundidad separados 1,50 m entre ejes.



**Figura 1.52** / Estabilización de talud  $F.S. > 1,5$  con sistema Mixpile®. Fuente: Elaboración propia

#### 1.6.4. Barrera contra la Licuefacción

Si bien esta no es una aplicación en la que hasta ahora hayamos empleado el sistema Mixpile, es importante indicar que la tecnología DSM se puede utilizar para prevenir la licuefacción del suelo y los daños posteriores a la misma.

Un ejemplo de la aplicación de este tipo es descrito por Benhamou y Mathieu (2012) en Martinica (Francia), una zona particularmente expuesta a riesgos sísmicos; Para la construcción de dos edificios en una arena limosa floja, se emplea una nueva tecnología para evitar la licuefacción, basada en la ejecución de cuadrículas de Geomix (36 x 40 m). Debido a la fuerte inercia y la geometría de la disposición en forma de cámaras, los desplazamientos de los paneles Geomix aparecen limitados durante los terremotos. El esfuerzo de corte adicional en el terreno y la fuerza horizontal de la estructura se concentran en las bandas de Geomix, evitando de este modo la licuefacción del terreno encapsulado. Por último, de manera general, ayuda a reducir los asentamientos bajo la estructura.

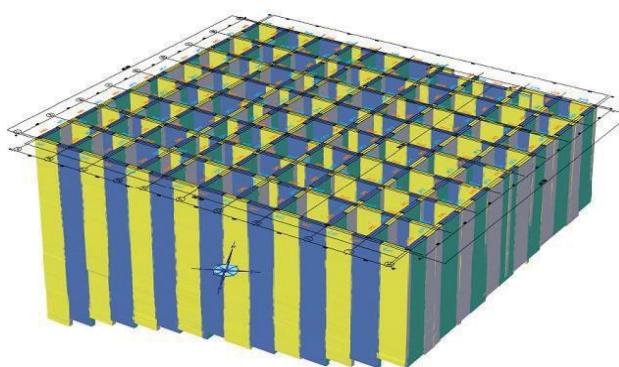


Figura 1.53 / Vista 3D de la estructura Geomix. Fuente: Benhamou y Mathieu (2012)

Method	Soil Type	Effective Depth	Attainable Improvement	Advantages	Limitations	Prior Experience	Potential Future Developments
Explosive Compaction	Sands, silty sands	Unlimited	$D_r = 75\%$ $(N_1)_{60} = 20-25$ $q_{cl} = 10-12$ MPa	Inexpensive, Simple technology	Vibrations, Psychological barriers	Extensive use; no EQ yet at improved sites	Quantification of process, Better prediction of improvement level, Optimization of charge size, location and detonation sequence
Vertical Drains	Sands, silty sands	20 m (?)	Reduce pore pressure buildup, Intercept pore pressure plumes	Inexpensive, Does not require treatment of full area	May require very close spacing, Settlement not prevented	Some applications for interception of pore pressure plumes	Use in combination with other methods, More definitive confirmation of effectiveness
Surcharge and Buttress Fills (below and above ground)	All soil types	NA	Site specific, Increased $\alpha_v$ reduces liquefaction potential, Barriers against lateral spreading	Lower cost, Protection of existing embankments and large unimproved sites	Liquefaction settlement in retained areas, Space needed for above ground buttresses	Seismic retrofit of embankment dams and retention of liquefiable sites	Development of simplified methods for analysis of stability and deformations
Deep Soil Mixing	Most soil types	20 m	Depends on size, strength and configuration of DSM elements	Positive ground reinforcement, Grid pattern contains liquefiable soil, High strength	Requires special equipment, Brittle elements	Excellent performance in 1995 Kobe EQ	Techniques for ground response analysis, Improvements in materials, equipment and installation technology, Combination with other grouting technologies

Tabla 1.8 Resumen de los métodos de mejora del suelo para evitar la licuefacción. Fuente: Al-Tabaa 2003



## 1.7. CONCLUSIONES

Los sistemas de mejora de terreno se presentan como alternativas a las cimentaciones profundas tradicionales a la hora de poder cimentar sobre terrenos blandos o con características insuficientes frente a la capacidad de hundimiento o asentos.

En este capítulo se ha expuesto en primer lugar una clasificación de los principales sistemas de mejora de terreno con el objetivo de conocer las características de los mismos, sus ámbitos de aplicación y sus principales ventajas e inconvenientes.

Dentro de esta clasificación ha sido necesario encuadrar al sistema Mixpile®, resultando ser es un híbrido que podría incluirse dentro de la categoría C5 que se refiere a técnicas de mejora de terrenos mediante el empleo de inclusiones rígidas o bien dentro de la categoría D3 que hace referencia a los métodos de mezclado profundo con adiciones tipo inyección. Tanto las inclusiones rígidas como el DSM son los sistemas de mejora de terreno que están siendo objeto de un mayor número de estudios en los últimos años.

Precisamente a medio camino entre ambos sistemas, presentando características comunes a ambos, se encuentra el sistema de mejora de terreno tipo Mixpile®, objeto de nuestro estudio en la presente tesis.

En lo referente al procedimiento de ejecución y el material resultante en las columnas, se asemeja principalmente a los sistemas de DSM, pero presenta características particulares ya que, las elevadas cantidades de cemento utilizadas en comparación con dichos sistemas, hacen que el material resultante presente una rigidez elevada.

En cuanto a los métodos de cálculo se utilizan tanto sistemas propios de las inclusiones rígidas (C5), como sistemas de cálculo de suelo equivalente más propios de DSM (C3)

El motivo por el que resulta tan interesante el estudio del Mixpile® es que cada vez se hace más necesario encontrar métodos que permitan resolver los problemas que puedan presentarse a nivel geotécnico de la manera más eficiente, esto es, con las mismas garantías técnicas pero de una manera más económica, fácil, rápida y respetando el medio ambiente.

Se trata de un sistema que presenta grandes ventajas frente a otros sistemas de mejora de terreno y una gran flexibilidad que hace que su campo de aplicación sea cada vez mayor, abarcando desde la cimentación de todo tipo de edificaciones donde haya que reforzar o mejorar los parámetros resistentes, hasta la estabilización de laderas, realización de contenciones y ejecución de terraplenes de carreteras y ferrocarriles. Las condiciones en las que se emplea el sistema Mixpile® son cada vez más amplias o presentan un reto cada vez mayor.



# 2

## Capítulo

---

### ESTADO DEL CONOCIMIENTO

---





## **2.1. SISTEMA DE MEJORA DE TERRENO TIPO MIXPILE. ESTADO ACTUAL**

Tal y como se ha indicado en el capítulo anterior, tras los estudios desarrollados en el periodo comprendido entre los años 2005-2011, se obtuvo el documento de idoneidad técnica (D.I.T.) 576/11 del sistema Mixpile®.

Este documento recoge, por tanto, el estado actual de dicha mejora de terreno. En él se incluyen las características técnicas, de ejecución y control, así como los métodos de cálculo empleados que caracterizan al Mixpile® y que lo convierten en un caso particular, diferente de los sistemas actuales tanto de inclusiones rígidas como de DSM.

Aún así, también presenta similitudes importantes con ambos métodos y, por tanto, estudiaremos los avances realizados en los últimos años en los mismos para ver que elementos podemos incorporar al Mixpile® y, en concreto al DIT, cuya revisión tendrá lugar en diciembre de 2016

Dicho documento aparece recogido en el Anexo, si bien a continuación se detallan las principales características del sistema que aparecen en el mismo.

### **2.1.1 PRINCIPIO Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA**

El sistema de mejora tipo Mixpile® consiste en la mezcla del terreno natural con lechada de cemento, creando unas columnas de elevada resistencia sobre las que se apoya la cimentación (D.I.T. 576/11)

De este modo, se consigue atravesar las capas de terreno que no resulten competentes para apoyar sobre ellas una cimentación, a la vez que se mejoran sus características geomecánicas tales como la estabilidad, la resistencia al corte, la capacidad portante, la compresibilidad, etc.

La ejecución del proceso de mejora del terreno comienza con el posicionamiento correcto del útil de mezclado según el replanteo previo. A continuación, se introduce un tubo que soporta, en el primer metro del extremo inferior, unas paletas de mezclado que cortan y disgregan el suelo hasta la profundidad de tratamiento deseada.

Durante la introducción y/o extracción del tubo en el terreno, se inyecta la lechada de cemento en el suelo con un flujo constante, mezclando el suelo con la lechada.

La operación de subida y bajada del tubo se realiza varias veces para garantizar la homogeneidad de la mezcla, evitando variaciones de las características de las columnas en función de la profundidad.

Al suelo natural se le aporta una lechada de cemento inyectada que produce un doble efecto; por una parte, densifica dicho suelo y por otra, origina unas columnas (suelo/cemento) en masa, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa.

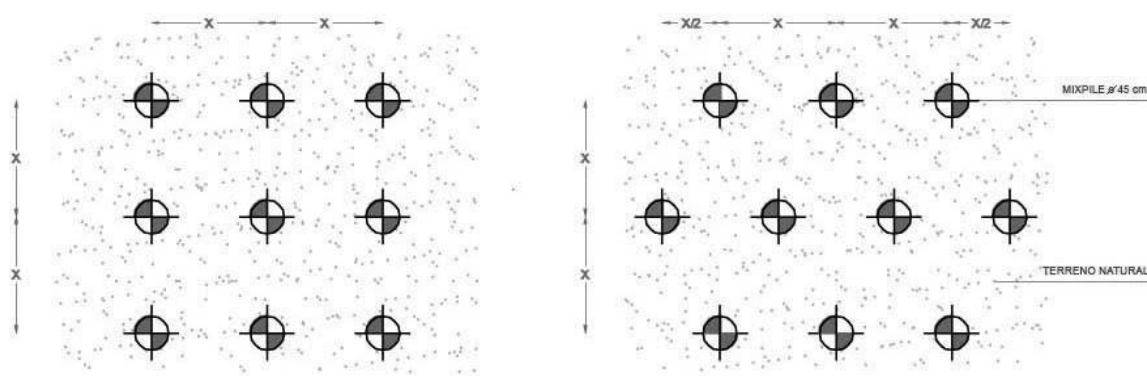
Al no extraer ninguna fracción del terreno durante el proceso y mezclarlo con la lechada de cemento, el material se densifica y, no se generan residuos.

No se producen, tampoco, vibraciones que puedan perjudicar edificaciones o construcciones cercanas.

El replanteo de las columnas de terreno mejorado Mixpile® puede realizarse siguiendo diferentes formas y configuraciones tales como:

- Cuadrícula
- Tresbolillo
- Solapadas

Los Mixpile® suelen disponerse formando una malla más o menos uniforme sobre la que se colocará la losa de cimentación. Dicha losa producirá un reparto de la carga que, posteriormente, se trasladará a las columnas. Véase figuras 1.1 y 1.2.



**Figura 2.1** / Distribución en malla de los pilotes Mixpile®. Fuente: D.I.T. 576/11

Los parámetros habituales del replanteo de las columnas de suelo mejorado con la lechada y de la instalación y la mezcla son los siguientes:

- Velocidad de rotación: 5 - 20 r.p.m
- Cantidad de cemento: 350-650 Kg/m<sup>3</sup> de suelo mezclado
- Longitud de columna: Hasta 15 m
- Profundidad mínima: 2,00 m

- Diámetro de columna: 450 – 900 mm
- Separación máxima entre ejes  $\leq 3$  m (para columnas de 450 mm de diámetro)

La velocidad de rotación depende de las características y condiciones del terreno natural. Los dos parámetros que principalmente condicionan el proceso de mezcla y distribución del material de aportación son el límite líquido y el índice de plasticidad del terreno natural.

Las condiciones típicas de mezclado se muestran a continuación:

Equipo de mezclado	Nº de tuberías	1
	Diámetro útiles mezclado	0,45 a 0,9 m
	Posición de la salida de la lechada	Barra de perforación
	Presión de inyección	200 a 1000 kPa
Planta dosificadora	Cantidad de lechada almacenada	250 l
	Capacidad de suministro	3m <sup>3</sup> /hora

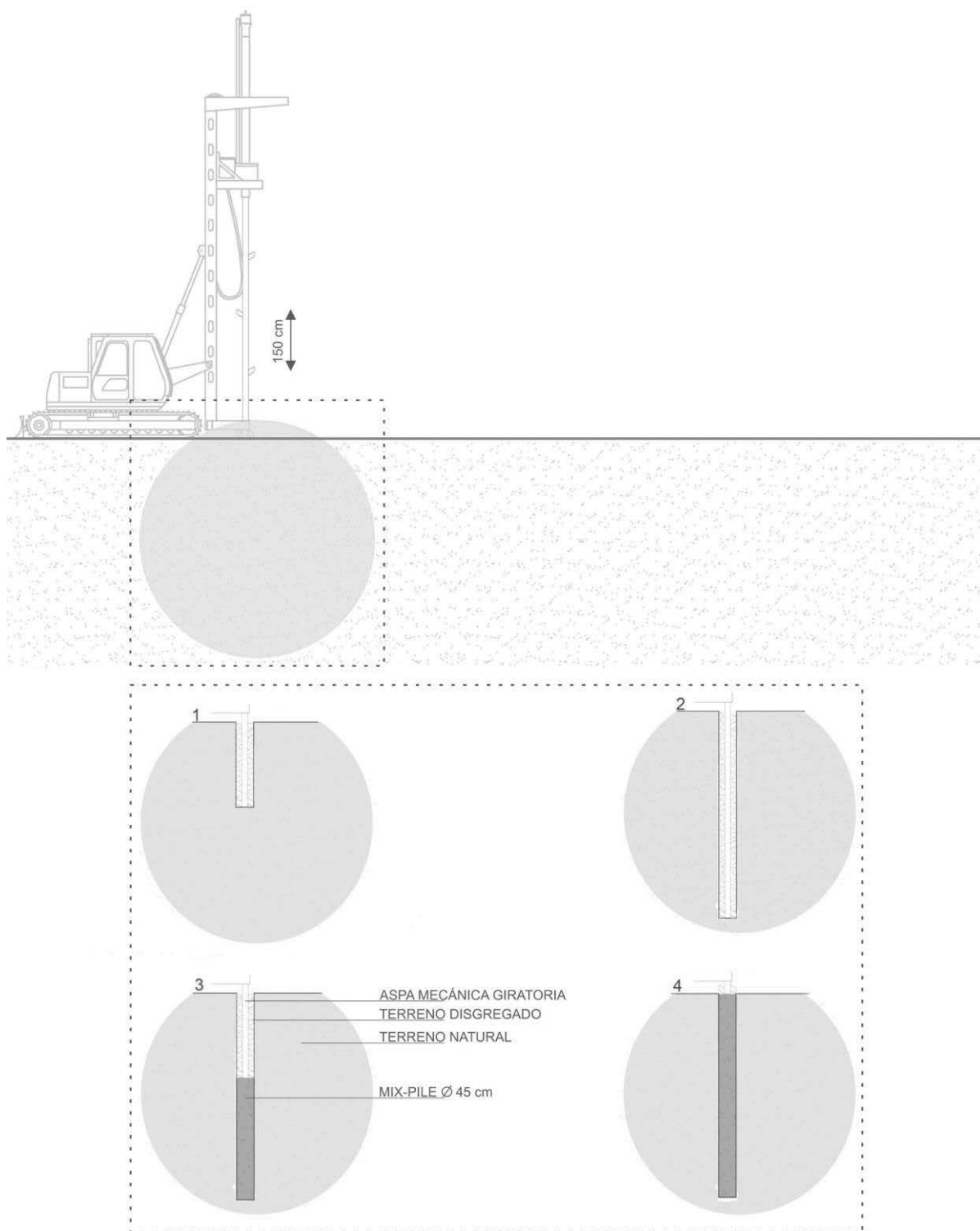
**Tabla 2.1** / Condiciones de mezclado de los pilotes Mixpile®. Fuente: D.I.T 576/11

Como referencia, para un Mixpile® de  $\varnothing 450$  mm tenemos los siguientes valores:

Velocidad de penetración	5-25 m/min
Velocidad extracción	5-20 m/min
Velocidad de rotación	5-20 r/min
Cantidad de cemento	60-100 Kg/m.l.
Fase de inyección	Durante la penetración y/o extracción

**Tabla 2.2** / Valores de referencia para un pilote  $\varnothing 45$  Mixpile®. Fuente: D.I.T 576/11

La maquinaria utilizada consiste en un equipo de pilotaje y un equipo de inyección de lechada o mortero



**Figura 2.2 / Ejecución de los pilotes Mixpile® .Fuente: D.I.T 576/11**

### 2.1.2 MATERIALES

- **Cemento**

Se realiza una lechada de cemento con una relación agua/cemento comprendida entre 0,60 a 0,75 en peso. La relación agua/cemento se tiene que ajustar en función de la humedad natural del terreno.

Cuando corresponda, es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR) o a sulfatos (SR), que en este deberán poseer la característica adicional de resistencia a sulfatos, especificada en UNE 80303-1:2001, siempre que el contenido de sulfatos, expresado como SO<sub>3</sub>, sea igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o 3.000 mg/kg en el caso de suelos.

Hay que tener en cuenta, en estos casos, que la resistencia del corte del suelo mejorado puede variar en función del tipo de cemento, por lo que se recomienda usar un solo tipo para un mismo proyecto. El tipo de cemento se elegirá en base a los resultados del Estudio Geotécnico y las condiciones de agresividad del terreno.

- **Aditivos**

Para conseguir la homogeneización de la mezcla suelo-cemento, se le pueden añadir determinados aditivos fluidificantes. Con ello se consigue reducir la cantidad de agua de amasado, alargar el estado de fluidez, disminuir la retracción, aumentar la resistencia y durabilidad y mejora el bombeo y la penetración en pequeños huecos.

Los aditivos se emplearán siguiendo la forma de aplicación y dosificación indicada por el fabricante, siendo habitual una cantidad del 0,5-1% en peso del cemento.

- **Agua**

El agua utilizada deberá cumplir las prescripciones fijadas en la EHE.

### 2.1.3. MATERIALES Y COMPONENTES DEL SISTEMA

#### 2.1.3.1. Terreno natural

El sistema Mixpile® se puede aplicar a una gran variedad de tipos de suelo tales como rellenos, depósitos de residuos, fangos o suelos naturales:

- Coherentes o suelos de grano fino (ML,CL,OL,MH,CH,OH)
  - Arcillas blandas
  - Fangos

- Limos blandos
- Granulares o de grano grueso sueltos (GW,GP,GM;GC;SW;SP;SM;SC)
- Suelos con elevado contenido de materia orgánica, sulfatos o sal.

Las propiedades de resistencia del terreno natural sobre el que se realiza la mejora oscilan habitualmente entre:

$q_u$ : 0 – 75 kPa (terrenos coherentes)

NSPT: 0 – 25 (terrenos granulares)

### 2.1.3.2. Columna Suelo-Cemento tipo MIXPILE®

Tal y como se describe en el D.I.T. nº 576/11 (2011), la ejecución de las columnas tipo Mixpile se produce mezclando el terreno existente con lechada de cemento.

Para ello, se introduce un tubo hueco que dispone de unas palas que disgregan el terreno a medida que profundiza, pero sin extraerlo. Una vez se alcanza el sustrato de apoyo, se comienza a inyectar la lechada de cemento y a mezclarla con el terreno a medida que se asciende. Se realizan varias pasadas para garantizar la operación de la mezcla.

De esta manera, se originan unas columnas suelo-cemento en masa, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa. Las resistencias dependerán del consumo de cemento y de la naturaleza del terreno de mezcla, tal y como se recoge en la siguiente tabla

Tipo de Terreno	Consumo Cemento ( Kg/m <sup>3</sup> )	Resistencia a compresión simple ( MPa )
Granular	500-650	8-15
Coherente	350-500	5-10

**Tabla 2.3** / Consumo habitual de cemento y propiedades del terreno tratado. Fuente: D.I.T 576/11



**Figura 2.3** / Distribución en malla de los pilotes Mixpile®. Fuente: Elaboración propia

#### 2.1.1.3. Plataforma de Transferencia

En contraste con lo que tradicionalmente ocurre en una losa pilotada, las cabezas de los Mixpile® no están vinculadas estructuralmente con la estructuras, sino que entre ambos elementos se intercala una plataforma de transferencia que suele estar compuesta de grava o zahorra compactada.



**Figura 2.4** / Colchón de grava sobre los Mixpile.. Fuente: Elaboración propia

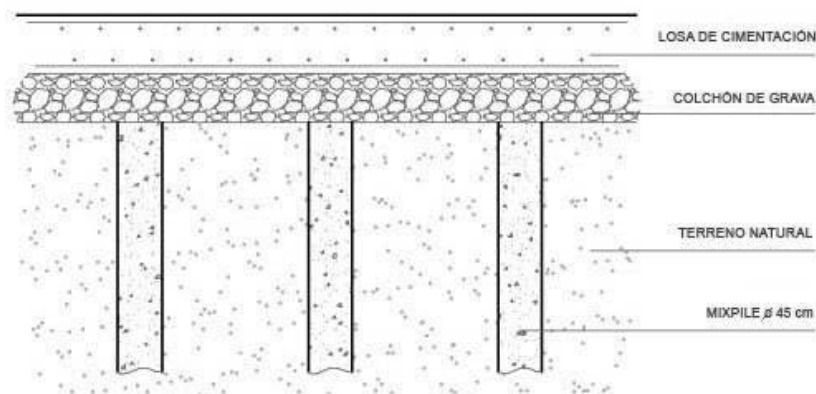


Este espesor, si bien también se puede anular en función de las características particulares de la obra, normalmente se encuentra entre los 30 y 80 cm, resultando esencial para la obtención de un diseño óptimo en la estructura de apoyo.

La ejecución de los Mixpile®, junto con la plataforma de transferencia de carga, en última instancia conduce a la formación de un volumen de suelo equivalente mejorado, que tiende a ser más resistente y menos deformable que el suelo inicial, permitiendo que la estructura se pueda apoyar en una cimentación superficial.

### 2.1.4. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE MEJORA DE TERRENO TIPO MIXPILE

Tal y como acabamos de exponer, la cimentación sobre los Mixpile® tiene un enfoque similar al de una losa pilotada, pero sin ningún enlace mecánico rígido entre la losa y las columnas. Esta transición se lleva a cabo por medio de un colchón relativamente delgado, generalmente una capa granular.



**Figura 2.5** / Losa de cimentación apoyada en pilotes Mixpile®. Fuente: D.I.T. n° 576/11

La ejecución del sistema de refuerzo o mejora del terreno Mixpile® hace que disminuya la compresibilidad del terreno, provocando una reducción de los asentamientos en la cimentación, un aumento de la presión admisible y de su rigidez. Por tanto, incrementa la resistencia al corte del terreno, mejorando su capacidad portante y aptitud al servicio y, en consecuencia, la de los elementos de cimentación y de contención situados en él.

Esta técnica no supone necesariamente la mejora del terreno en sí, pues en la mayoría de los casos las características mecánicas del terreno natural se quedan iguales después de la ejecución de las columnas suelo-cemento. En realidad, la mejora de terreno se produce mediante la formación de un compuesto en el que las cargas son distribuidas entre el terreno y los Mixpile.



Según las definiciones incluidas en el CTE- DB SE-C, el campo de aplicación previsto para la mejora de terreno tipo Mixpile se podría delimitar dentro de su capítulo 8: "Mejora o refuerzo del terreno", o dentro del capítulo 5 "Cimentaciones profundas" como zonas pilotadas, es decir, como pilotes de escasa capacidad portante individual situados regularmente espaciados y destinados a reducir asentos o a mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones.

Estos son los dos enfoques empleados hasta la fecha en el cálculo de los Mixpile® y que aparecen recogidos en el DIT 576/11:

### Método 1: Zona pilotada

Este método consiste en la consideración de las columnas como una zona pilotada, asimilando su cálculo por tanto, al de un pilote corto de baja capacidad portante, tal y como se expone a continuación:

La resistencia característica al hundimiento de un pilote se considerará dividida en dos partes: resistencia por punta y resistencia por fuste

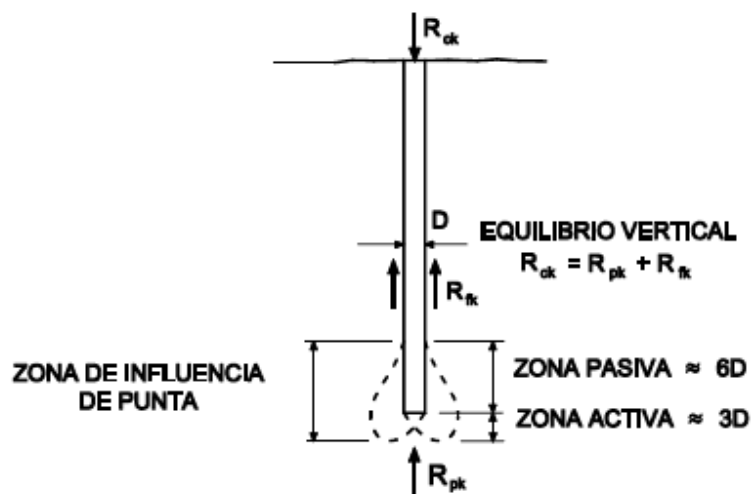
$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} \quad (2.1)$$

Donde;

$R_{ck}$  Resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento

$R_{pk}$  La parte de la resistencia que se supone soportada por la punta

$R_{fk}$  La parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto columna-terreno en el fuste.



**Figura 2.6** / Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado. Fuente: C.T.E.-S.E Cimientos

La resistencia de cálculo de un pilote,  $R_{cd}$ , se obtiene a partir de la resistencia característica al hundimiento,  $R_{ck}$ , aplicando los coeficientes parciales de seguridad contenidos en la tabla 2.1 del CTE DB-SE-C

Los factores de seguridad, sin embargo, podrían ser valores inferiores, teniendo en cuenta que para el caso de una inclusión rígida, se puede admitir un desplazamiento superior que para una cimentación profunda.

La zona de influencia de la punta se puede dividir en:

- Zona pasiva: 6D por encima de la cota de apoyo
- Zona activa : 3D por debajo de la cota de apoyo

El cálculo se realizará según lo indicado en el anejo F.2 del DB-SE-C.

La elección del número de unidades Mixpile® se hará en función de las cargas totales del edificio a soportar, que serán iguales a las transmitidas por el edificio más peso de la losa de cimentación y de las condiciones de proximidad de las columnas, ya que habrá que tener en cuenta la interacción entre las columnas, según el artículo 5.3.4.1.4. del CTE DB-SE-C de consideración del efecto de grupo, aplicando un coeficiente de eficiencia que tendrá un valor de 0,7 si las columnas se encuentran tangentes (separación entre ejes de 1 Diámetro) y un valor de 1 si la separación entre ejes es de 3 Diámetros. Para situaciones intermedia se interpola

De esta forma:

$$N = \frac{C_{total}}{R_{cd} \times \eta} \quad (2.2)$$

Siendo:

$N$  = Nº de unidades de Mixpile®

$C_{total}$  = Cargas totales.

$R_{cd}$  = Resistencia cálculo frente al hundimiento de un Mixpile®.

$\eta$  = Coeficiente de eficiencia

En cuanto a los asientos, pueden formularse así según el anejo F.2.6 del C.T.E (DB SE-C):

$$S = \left[ \frac{D}{40 \cdot R_{CK}} + \frac{l_1 + cd_2}{AE} \right] P \quad (2.3)$$

Donde;

S Asiento.

E Módulo de elasticidad del material del Mixpile

D Diámetro del Mixpile®

R<sub>ck</sub> Resistencia característica frente al hundimiento

l<sub>1</sub> Longitud del pilote Mixpile® fuera del terreno, esta longitud es 0

l<sub>2</sub> Longitud del Mixpile® dentro del terreno

A Área del Mixpile®

P Carga sobre la cabeza del pilote Mixpile®

α Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, siendo α=1 para pilotes que trabajan principalmente por punta y α=0,5 para pilotes flotantes.

En otros casos:

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5R_{fk} + R_{pk}) \quad (2.4)$$

donde R<sub>ck</sub>, R<sub>fk</sub> y R<sub>pk</sub> están definidos anteriormente.

El acortamiento elástico de las Mixpile tiende a ser muy pequeño en comparación con el asiento del terreno blando.

El asiento de un grupo de Mixpile se calculará como la suma de dos componentes principales: el asiento del del suelo reforzado real, combinado con el asiento de las capas más profundas.

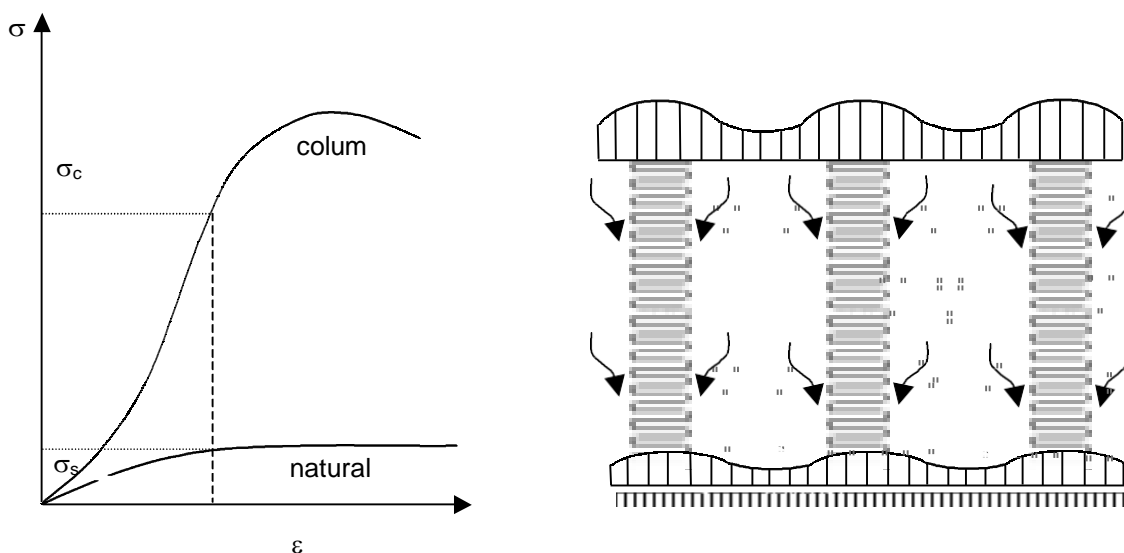
El enfoque como zona pilotada es similar al de las inclusiones rígidas, si bien existen diferencias importantes tales como que estas consideran la aportación del terreno para soportar las cargas.

En apartados posteriores haremos un análisis exhaustivo de los criterios de las inclusiones rígidas que puedan aplicarse al sistema Mixpile®, de manera que pueda optimizarse el diseño del mismo.

## Método 2: Mejora de terreno

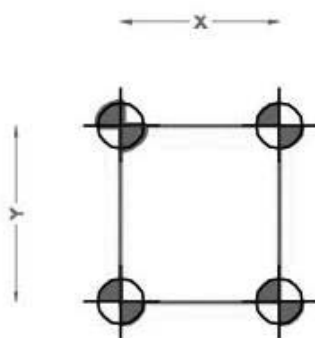
Este método se basa en la interacción entre los Mixpile y el suelo natural no mejorado en la zona de influencia de los mismos, generando un suelo equivalente homogéneo.

Este es el enfoque se asemeja al empleado en los sistemas de Deep soil Mixing



**Figura 2.7** / Filosofía geo-mecánica de diseño para DSM. Fuente: Eurosoilstab 2002

Las capacidades mecánicas del terreno resultante dependerán del coeficiente de tratamiento  $\alpha$ , esto es, la relación de áreas que representa el suelo mejorado respecto al área total del terreno no mejorado (B.B. Broms 1999).



$$\alpha = \frac{A_{col}}{A_{total}} \quad (2.5)$$

**Figura 2.8** / Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas. Fuente: D.I.T. n° 576/11 2011

Los parámetros geomecánicos más importantes del diseño son la resistencia a corte sin drenaje y el módulo de deformación del suelo natural y de las columnas.

$$c_{u,equi} = c_{u,suelo}(1 - \rho) + c_{u,mixpile}\rho \quad (2.6)$$

Donde:

$c_{u,equi}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente

$c_{u,suelo}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo natural, obtenido del Estudio geotécnico.

$c_{u,mixpile}$  = Resistencia a corte sin drenaje del pilote Mixpile®. Podemos obtenerla a partir de los valores de resistencia a compresión simple mediante la siguiente expresión:

$$c_{u,mixpile} = \frac{q_{u,mixpile}}{2} \quad (2.7)$$

Donde:

$q_{u,mixpile}$  = Resistencia a compresión simple del Mixpile®

$$E_{equi} = E_{suelo}(1 - \rho) + E_{mixpile}\rho \quad (2.8)$$

Donde:

$E_{equi}$  = Módulo de deformación del suelo equivalente.

$E_{suelo}$  = Módulo de deformación del suelo natural, obtenido de Estudio Geotécnico o por correlaciones en la tabla D.23 del CTE DB-SE-C

$E_{mixpile}$  = Módulo de deformación del pilote Mixpile®. Este valor oscila entre 50 a 200 veces la resistencia a compresión simple  $q_u$ .

El asiento vendrá definido por la expresión:

$$s_{equi} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{total}}{E_{equi}} \quad (2.9)$$

Siendo:

$s_{equi}$  = asiento equivalente

$q'_{total}$  = la presión efectiva bruta en la base de apoyo de la losa

$\Delta h$  = la altura del estrato en que se considera el asiento

Desarrollando más este tema, la comprobación de asientos se puede abordar también con el modelo matemático de multicapa elástica sobre base rígida.

Empleamos el método aproximado de Steinbrenner, donde el asiento de cada capa viene dado por la expresión:  $S_i = S_o - S_z$ , siendo  $S_o$  y  $S_z$  es el asiento a techo y muro de la capa, calculado mediante la siguiente ecuación (para el asiento medio de la losa):

$$S_z = \frac{q'_b B}{2E} (M\phi_1 - N\phi_2) \quad (2.10)$$

Donde:

$S_z$  = Asiento a la profundidad  $z$ .

$K$  = Coeficiente de minoración por rigidez de la losa

$q'_b$  = Presión efectiva bruta uniforme sobre el terreno ( $\text{kN/m}^2$ ).

$B$  = ancho de la losa (m).

$E$  = Módulo de deformación de cada capa.

$$M = 1 - \nu^2.$$

$$N = 1 - \nu - 2\nu^2.$$

$\nu$  = Coeficiente de Poisson.

$\phi_1$  y  $\phi_2$  = Coeficientes de influencia en función de la forma de la placa y de la profundidad ( $z$ ).

El asiento total ( $S$ ) se obtiene sumando los asientos de cada capa. En cada estrato se emplea los valores concretos de coeficiente de Poisson, profundidad, módulo de deformación

La carga de hundimiento para el caso de los terrenos coherentes la calcularemos mediante la expresión 4.8 del CTE DB-SE-C en el apartado 4.3.2.1

Habitualmente el cálculo se realiza en situación de corto plazo o sin drenaje, por tanto la expresión se transforma y se reduce a:

$$q_h = c_{u,equi} N_c d_{sc} i_c t_c + q'_{ok} N_q d_{sq} i_q t_{q\gamma} \quad (2.11)$$

$c_{u,equi}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

coeficientes de capacidad de carga.

$q_{ok}$  = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

$$d_c = 1 + 0,34 (\arctan D/B^*)$$

$$d_q = 1$$

coeficientes de profundidad

$$s_c = 1 + 0,2 B^*/L^*$$

$$s_q = 1$$

coeficientes de forma.

$i_c, i_q, i_\gamma$  = coeficientes de inclinación de carga.

$t_c, t_q, t_\gamma$  = coeficientes de proximidad a un talud

Hay que indicar que, en el caso de los terrenos granulares, la carga admisible suele estar limitada por los asentos por lo que para calcularla emplearemos la siguiente fórmula indicada en el anexo E.5 del CTE DB-SE Cimientos:

$$K_s = \frac{q}{s} \quad (2.12)$$

Por lo que la tensión admisible será :

$$\sigma = \frac{K_s \cdot s}{f} \quad (2.13)$$

Hallamos  $K_s$  según las fórmulas de Terzaghi:

$$K_s = K_{30} \cdot \left( \frac{b + 0,3}{2b} \right)^2 \quad \text{Granular} \quad (2.14)$$

El  $K_{30}$  en el caso de tener una mezcla de suelos será el siguiente:

$$K_{30, equi} = K_{30, suelo} (1 - \rho) + K_{30, mixpile} \rho \quad (2.15)$$

## 2.2 AVANCES EN EL SISTEMA DE MEJORA DE TERRENO MEDIANTE INCLUSIONES RÍGIDAS

### 2.2.1 CLASIFICACIÓN DENTRO DE LAS INCLUSIONES RÍGIDAS

Tal y como hemos dicho anteriormente, los Mixpile® podrían considerarse como un tipo de inclusión rígida, ya que presenta las principales características de las mismas.

Las inclusiones rígidas, en el sentido estricto del término, son elementos delgados, a menudo cilíndricos, mecánicamente ininterrumpidos y típicamente verticales. Se distribuyen según una malla regular, que debe ser adaptada en función tanto de la naturaleza del terreno como de la geometría de las cargas aplicadas (IREX 2012)

El adjetivo "rígido" se puede emplear siempre que el material muestre una cohesión elevada, generando un nivel de rigidez significativamente mayor que el del terreno circundante. Esta rigidez puede variar extensamente dependiendo del tipo de material empleado.

Tipo de inclusión		Vibración	Ruido	Desechos	E (MPa)
Pilotes prefabricados	Pilotes de madera	Sí	Sí	No	14000
	Pilotes metálicos	Sí	Sí	No	200000
	Pilotes de hormigón	Sí	Sí	No	10000-20000 <sup>1</sup>
Inclusiones construidas in-situ	Desplazamiento	Sí	Sí	No	
	Perforación	No	No	Sí	
	Pilotes de desplazamiento y extracción				
	Perforación entubada	No	No	Sí	2000-10000 <sup>2</sup>
	Barrena continua	No	No	Sí	
	Starsol	No	No	Sí	
	VCC (Vibro Concrete Column)	No	No	No	10000
	CMC (Columnas de Módulo Controlado)	No	No	No	500-20000 <sup>2</sup>
	COLMIX	No	No	No	50-300 <sup>3</sup>
	Mezcla con el terreno				
	Jet grouting	No	No	No	
	Deep Soil Mixing	No	No	No	20-200 <sup>3</sup>

<sup>1</sup> En función del tipo de hormigón y de armadura.

<sup>2</sup> Función del tipo de mortero.

<sup>3</sup> Función del tipo de aglomerante.

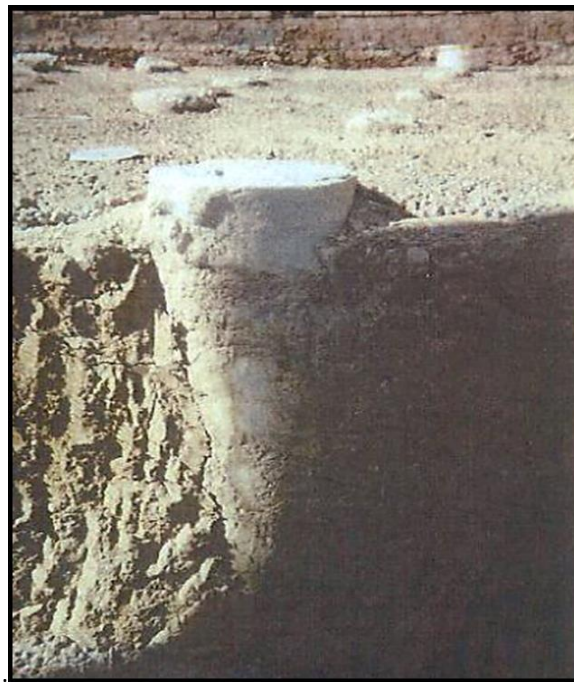
**Tabla 2.4 / Principales tipos de inclusiones rígidas. Fuente: Briançon 2002**

Vemos como en esta clasificación elaborada por Briançon en 2002, se incluye el sistema de Deep Soil Mixing dentro de las inclusiones rígidas, aunque después Chu et al ,en su clasificación realizada en 2009, los separa como sistemas distintos. Todo esto no hace más que confirmarnos la idea de que en realidad se trata de sistemas muy similares, de ahí la consideración de los Mixpile® según los dos enfoques.



Tal y como veremos más adelante cuando estudiemos las características mecánicas del material suelo-cemento que compone el Mixpile®, el módulo de deformación del mismo se encuentra entre los 500-1000 MPa, por lo que, si bien en principio parecería lógico encuadrarlo dentro de los sistemas de mezcla con el terreno tipo COLMIX, los módulos son del mismo orden que las columnas de módulo controlado.

El concepto de inclusión rígida supone la estabilidad de columna sin necesidad de confinamiento lateral de la tierra circundante, cosa que contrasta, por ejemplo, con el concepto de columnas de grava

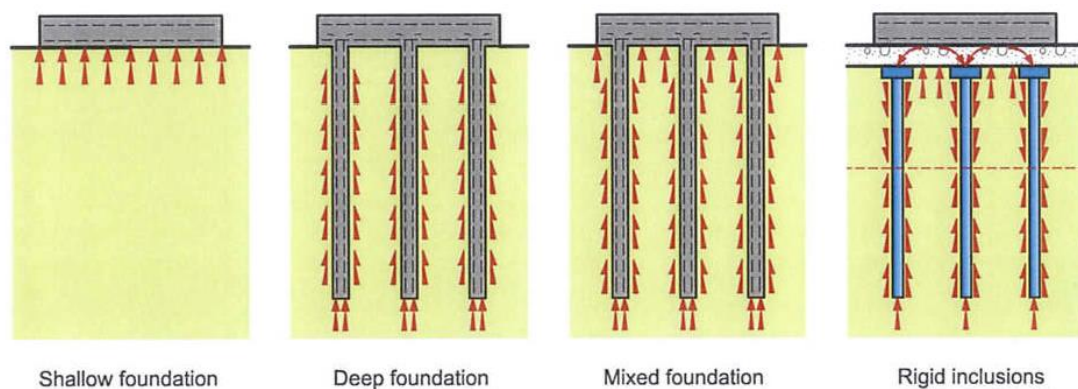


*Figura 2.9 / Columna rígida sin necesidad de confinamiento lateral. Fuente: Elaboración propia*

### 2.2.2 PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO

La consideración del sistema Mixpile® como pilotes de baja capacidad portante ha sido utilizado hasta la fecha según lo indicado en el DIT 576/11.

Según este enfoque, el total de las cargas son adjudicadas a las columnas Mixpile, sin considerar la posible aportación del terreno. Esta suposición es correcta en el caso de mejora de rellenos antrópicos, ya que no se puede otorgar ninguna carga a los mismos o cuando la losa de cimentación apoya directamente sobre los Mixpile, sin ninguna capa de reparto entre ambos elementos, pues la rigidez de la losa hace que la mayor parte de la carga se dirija hacia los elementos más rígidos, esto es, los Mixpile®.



**Figura 2.10** / Tipo de cimentación. Fuente: IREX 2012

Sin embargo existen multitud de situaciones en las que, si bien este criterio queda del lado de la seguridad, resulta sobredimensionado y podríamos optimizar el diseño considerando la aportación del terreno. Para ello resulta imprescindible la función de la plataforma de transferencia de carga, ya que el reparto de carga entre los Mixpile® y el terreno natural dependerá del espesor y naturaleza de la misma, así como del elemento situado sobre esta, ya que los mecanismos de funcionamiento son distintos cuando se trata de un terraplén o de una losa de cimentación o zapatas.

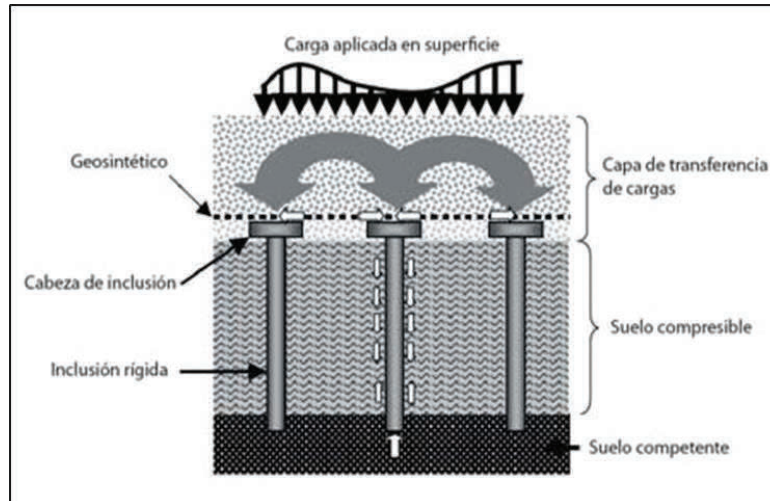
Pasamos de considerar los Mixpile® como una cimentación profunda a inclusiones rígidas

En los siguientes apartados se recogen los últimos avances relacionados con las inclusiones rígidas, entre los que destacaremos el conocimiento detallado del comportamiento de la LTP gracias a los numerosos estudios realizados a nivel internacional, lo que nos permitirá incorporar estas mejoras al diseño de los Mixpile®.

Según Jenk (2005), este concepto de mejora de terreno supone la interacción entre los siguientes elementos:

- 1) Las inclusiones rígidas
- 2) La plataforma de transferencia de carga (LTP)
- 3) El terreno intermedio.

La interacción de los distintos elementos se produce por medio del asiento diferencial que se produce en la base de la plataforma de transferencia de carga, generando una transferencia de carga sobre las cabezas de las inclusiones a través del efecto arco que tiene lugar en la LTP, así como un rozamiento negativo en la parte más superficial de las inclusiones



**Figura 2.11** / Principio de funcionamiento. Fuente: Jenck 2005

La técnica de mejora de terreno mediante inclusiones rígidas supone las siguientes interacciones:

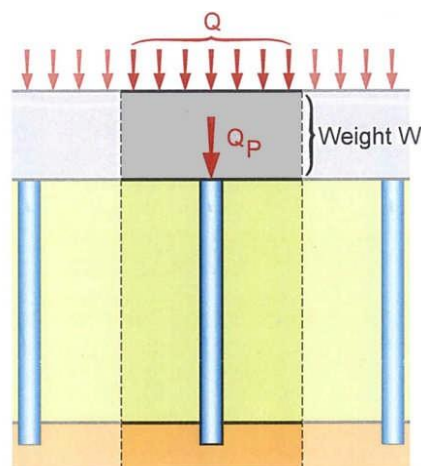
- Interacción entre la estructura y la plataforma de transferencia de carga, dependiendo tanto de espesor de plataforma como de la rigidez de la cimentación.
- Interacción entre la plataforma de transferencia y el bloque de suelo reforzado compuesto por la capa de suelo blando y las inclusiones rígidas;
- Interacción entre el suelo blando y las inclusiones, donde se desarrolla en primer lugar el rozamiento negativo y luego el positivo. Por último, la interacción entre la punta de la columna y el sustrato de apoyo

### 2.2.3. COMPORTAMIENTO DE LA PLATAFORMA DE TRANSFERENCIA DE CARGA

En primer lugar, vamos a definir el parámetro que nos permitirá cuantificar los mecanismos de transferencia de carga dentro de la plataforma de transferencia

La “Eficiencia de carga”  $E$  : esto es, la proporción de carga  $Q_p$  que actúa sobre la cabeza de la inclusión rígida con respecto a la carga vertical total aplicada ( $Q$  más  $W$ ), donde  $W$  es el peso de la plataforma de transferencia y  $Q$  es la carga aplicada.

$$E = \frac{Q_p}{W + Q} \quad (2.16)$$



**Figura 2.12 / Fuerza en la cabeza de la inclusión. Fuente: IREX 2012**

A la hora de describir los mecanismos de transferencia, es necesario distinguir entre el caso de un terraplén y el de una losa o cimentación superficial.

- **Terraplén**

Vamos a estudiar el caso más simple, consistente en un terraplén con un material granular en su base que compone la plataforma de transferencia de carga. De forma simplificada, esto se puede asimilar a una carga uniforme aplicada sobre la plataforma de transferencia.

Los modelos de la plataforma de transferencia de carga realizados con elementos finitos demuestran que, para una configuración dada, la eficiencia  $E$  aumenta con la carga hasta alcanzar un valor umbral. Este punto se corresponde con la movilización gradual de la fuerza de cizallamiento en el material granular.

Por otra parte, los cálculos indican la presencia de zonas cónicas y relativamente estacionarias dentro de la LTP justo en la parte superior de las cabezas de la inclusión, en cuyo borde se concentra el cortante. A través de este esfuerzo, la carga se transfiere desde las zonas periféricas hasta las cabezas de las inclusiones, provocando tan sólo unos leves desplazamientos. La apertura de los conos está correlacionado con el ángulo de fricción de pico del material granular (Chevalier 2010).

La eficiencia aumenta con el espesor  $h_m$  de la plataforma de transferencia hasta alcanzar un valor umbral que se corresponde con un espesor crítico. Este valor puede ser interpretado como la altura a partir de la cual los conos se solapan; también se corresponde con el desarrollo integral de las redes de tensión relacionadas con las partículas más cargadas dentro del medio granular, que forman como arcos dentro de la plataforma de transferencia de carga.

El espesor crítico depende tanto de la separación entre las inclusiones como de las características mecánicas (módulo de deformación y ángulo de fricción) de la plataforma

de transferencia de carga. Los experimentos de centrifugado realizados por Baudouin (2010) nos permiten evaluar este espesor.

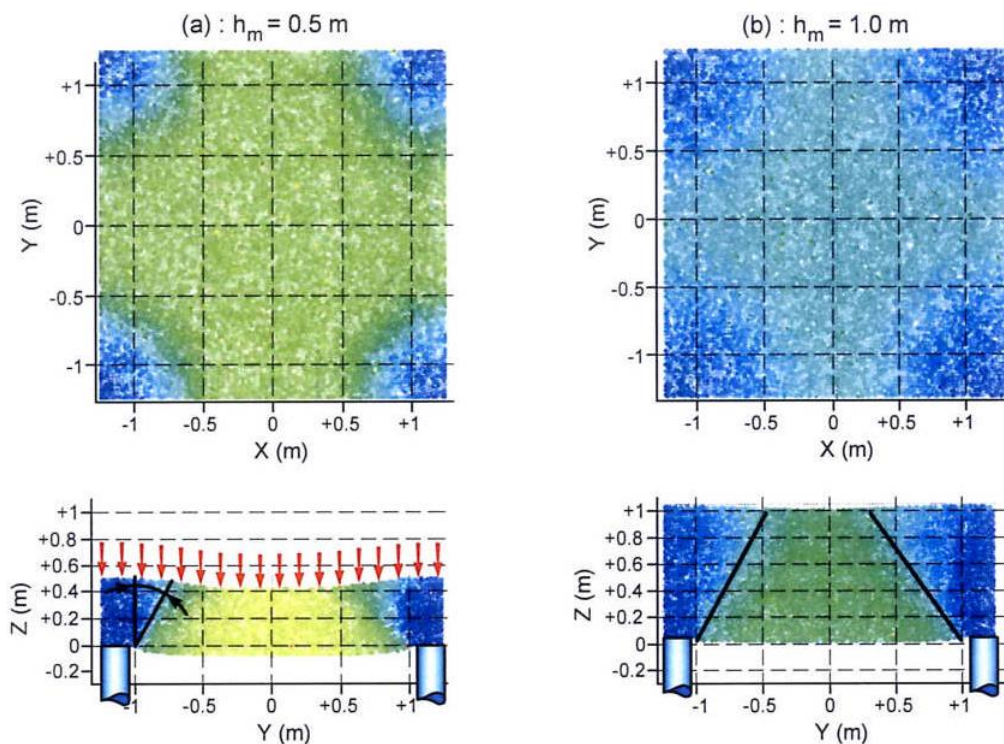
Estos ensayos demostraron que el espesor crítico se encuentra para un valor de:

$$\frac{hm}{s-a} \approx \frac{2}{3} \quad (2.16)$$

siendo:

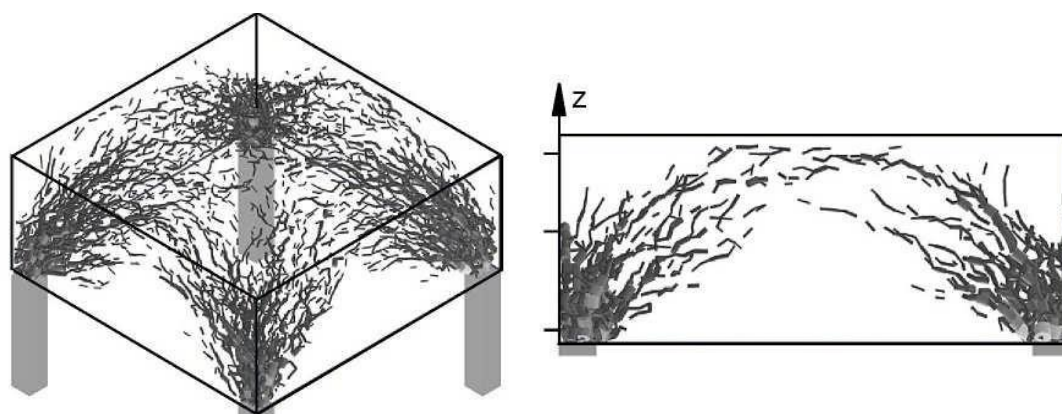
hm el espesor de plataforma de transferencia,

(s - a) la luz libre entre inclusiones.



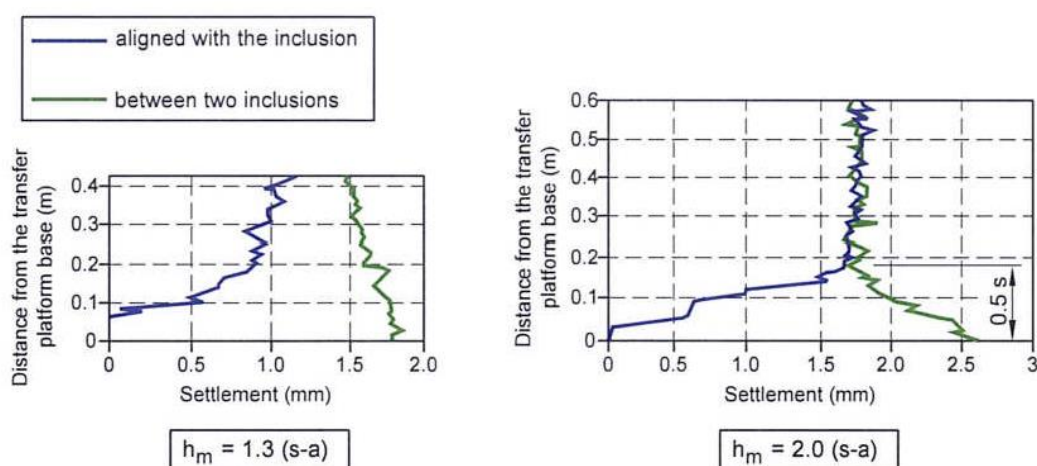
**Figura 2.13 - 2.14 / Campos de desplazamiento para diversos espesores de plataforma de transferencia granulares. Fuente: Chevalier 2010**





**Figura 2.15** / Redes de tensión dentro de la plataforma de transferencia granular.  
Fuente: Baudouin 2010

El modelo de Jenck bidimensional (2005), que nos permite conocer el campo de desplazamientos en la LTP, destacó que el aumento del espesor de la plataforma disminuye los asientos diferenciales en la superficie.



**Figura 2.16** / Desplazamientos en la plataforma de transferencia de carga. Fuente: Jenck 2005

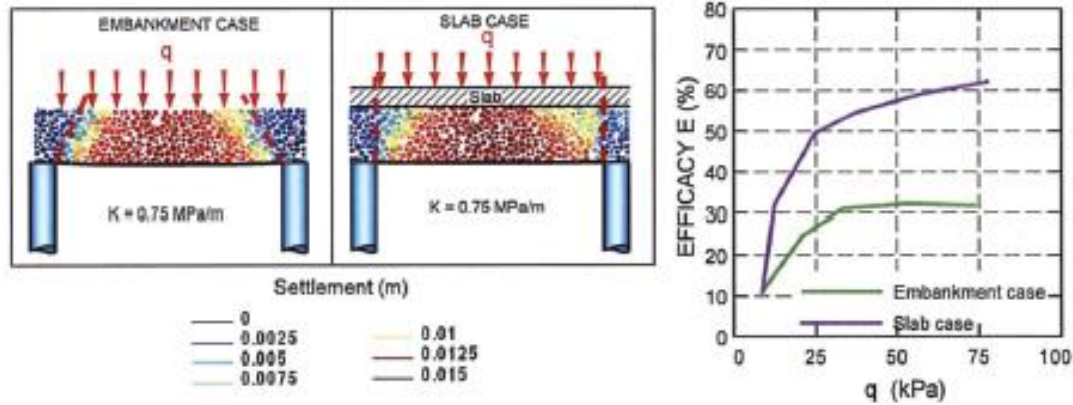
- **Losa de Cimentación**

La cimentación superficial juega un papel fundamental en la distribución de la carga siempre que el espesor de plataforma de transferencia sea menor que el espesor crítico definido anteriormente.

En el caso de una losa de cimentación, la propia losa a través de su rigidez tiende a uniformar los asientos, a la vez que provoca una transferencia de carga significativa hacia las columnas.

Para un espesor dado de la plataforma de transferencia, inferior a la altura crítica, la

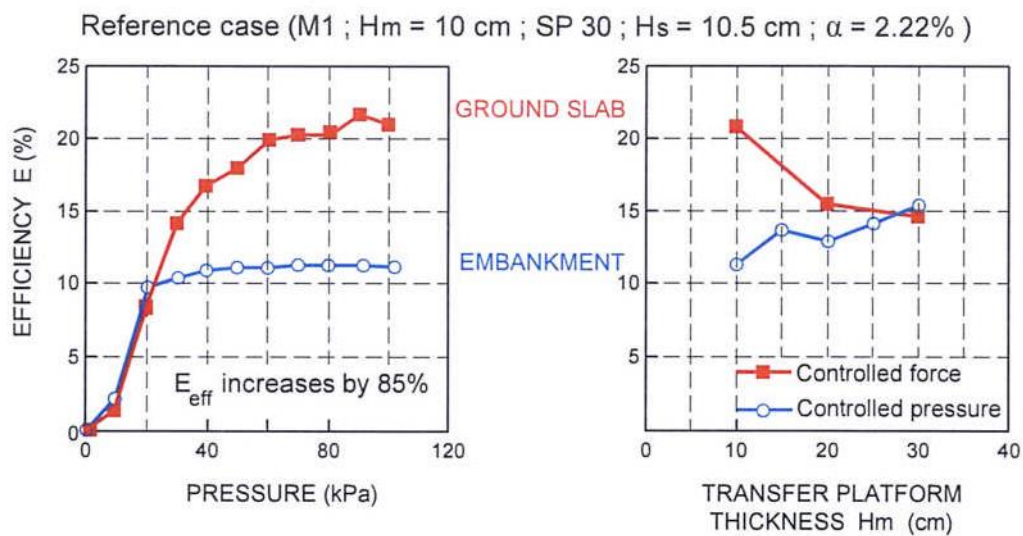
eficiencia con una losa de cimentación es siempre mayor que sin ella. La eficiencia cae a medida que el espesor de la plataforma de transferencia aumenta, pero por otro lado, se produce un efecto positivo, ya que disminuyen los esfuerzos dentro de la losa de cimentación.



**Figura 2.17** / Composición de los dominios en LTP mostrando los leves desplazamientos de las partículas y la eficacia obtenidos con y sin losa (LTP con espesor de 0.5 m). Fuente: Chevalier 2011

Dinh (2009), muestra en los siguientes gráficos extraídos de su tesis la tendencia de la eficiencia en función del incremento de carga, así como la máxima eficiencia en función del espesor de la plataforma de transferencia.

Para el caso de la losa, la eficiencia disminuye a medida que aumenta el espesor de la LTP hasta llegar a un valor que coincide con la altura crítica para el caso de los terraplenes. A partir de dicho espesor el papel de la losa, como elemento de transferencia de carga, se puede despreciar



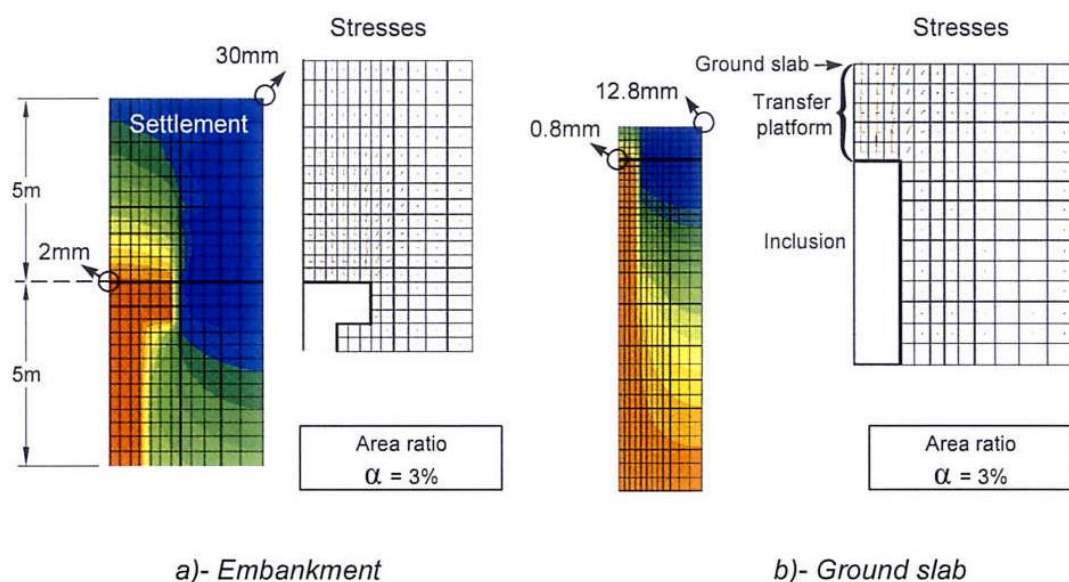
**Figura 2.18** / Evolución de las eficiencia versus el espesor de plataforma de transferencia de carga para el caso "Terraplén" y el caso "Losa de cimentación". Fuente: Dinh 2009

Los siguientes diagramas ilustran el mecanismo de transferencia de carga tanto bajo un terraplén como bajo una losa de cimentación según los resultados de un modelo 3D utilizando el software Flac (Laurent, 2002).

En el caso de un "terraplén", la transferencia de carga se produce por cizalladura dentro del terraplén, con una rotación de las tensiones principales, que presentan un desarrollo en forma de arco.

En el caso de una "losa de cimentación", la transferencia de carga viene gobernada por la rigidez de la losa y conduce a una concentración de esfuerzos en las zonas de la plataforma situadas en la parte superior de las inclusiones. Es ahí donde se desarrollan los principales esfuerzos.

En ambos casos, a nivel de la base de plataforma de transferencia, se advierte que el gradiente de asentamientos se localiza en las inmediaciones de las cabezas de las inclusiones.



**Figura 2.19** / Comparación de mecanismos de transferencia de carga debajo de un terraplén y de una losa de cimentación (modelo 3D). Fuente: Laurent 2002

Frente a cargas sísmicas, la plataforma de transferencia granular debe ser capaz de realizar las siguientes funciones:

- Facilitar la disipación de energía por medio del deslizamiento en el medio granular. Por consiguiente, la plataforma de transferencia de carga desempeña el papel de un fusible desencadenando un deslizamiento controlable, en lugar de producirse una rotación lo que provoca una pérdida de la capacidad de carga. De esta manera se introduce una jerarquía en la fuerza de los diversos componentes del sistema, asumiendo la ausencia de una zona plástica fuera de la plataforma de transferencia. Este hallazgo implica que las inclusiones rígidas no fallan y por lo tanto resultan estar correctamente diseñadas o incluso sobredimensionadas



- Reducir las cargas en las columnas (disminución tanto del cortante en la cabeza de la inclusión como el desplazamiento lateral del suelo sobre la parte superior de las inclusiones rígidas)
- Realizar un efecto de filtrado, evitando cualquier amplificación de carga sísmica, o incluso en algunos casos por la reducción de las fuerzas de inercia. Este fenómeno de reducción está estrechamente relacionado con la disipación de energía en la plataforma de transferencia de carga por fricción. La intensidad de este fenómeno depende del espesor de plataforma de transferencia
- En última instancia, aumentar la capacidad de carga del suelo.

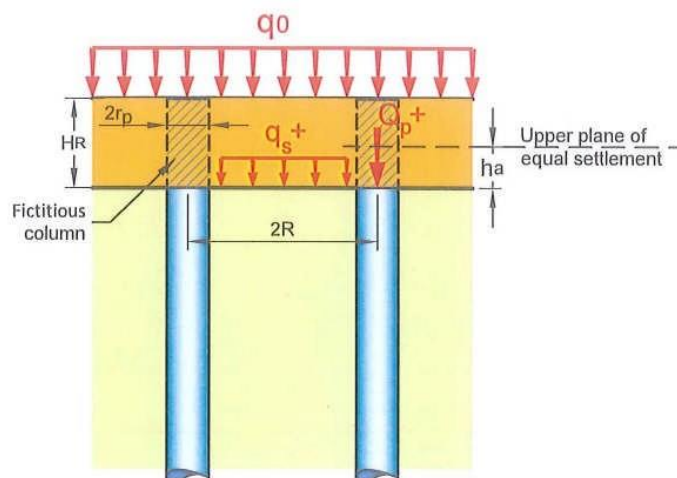
### 2.2.3.1. MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA EN LA PLATAFORMA

La transferencia de carga en la plataforma se puede evaluar según los siguientes métodos

- El método de la inclusión ficticia (desarrollado por Combarieu), que ofrece la ventaja de proporcionar un enfoque coherente con el método de evaluación del rozamiento negativo que se describirá más adelante, basado en el mismo conjunto de principios.
- El método del cono de difusión, lo que implica un enfoque compatible con los mecanismos expuestos durante los diversos experimentos y ejercicios de modelización realizados dentro del ámbito del Proyecto Nacional ASIRI (2012)

#### 2.2.3.1.1. Método de la Inclusión Ficticia

Combarieu (1988) propuso modelar los fenómenos de transferencia de carga por encima de las cabezas de las inclusiones a través del rozamiento negativo que se desarrolla en esa zona. Las inclusiones se extienden de manera ficticia a lo largo de una altura  $h_r$  que se corresponde con el espesor de la plataforma de transferencia  $H_R$ .



**Figura 2.20 / Enfoque de Combarieu (1988)**

La tensión en el terreno entre las inclusiones es uniforme y viene dado por:

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{\mu_r} (1 - e^{-\mu_r h_r}) + q_0^{-\mu_r h_r} \quad (2.17)$$

con:

$$\mu_r = \frac{2r_p k \tan \varphi_r}{R^2 - r_p^2} \quad (2.18)$$

Donde;

$r_p$  Radio de las inclusiones,

$R$  Radio medio equivalente ( $2R$ : espacio entre inclusiones).

Cada inclusión se verá sometida a la siguiente fuerza en cabeza:  $(F_N + \pi r_p^2 \cdot \gamma_r \cdot h_r)$ , donde  $F_N$  es el rozamiento negativo desarrollado sobre la altura  $h_r$ .

Desde un punto de vista general, se busca limitar la tensión  $q_s^+$  en el terreno de manera que sea admisible por el mismo. Al establecer un valor adecuado para el coeficiente de reducción de la tensión ( $SRR = q_s^+ / \gamma_r \cdot h_r$ ) se hace posible determinar una geometría de malla para un radio  $r_p$  de inclusión fijo.

Sin embargo, este método presenta el inconveniente de llegar a la conclusión de que el coeficiente de reducción de tensión aumenta con la altura del terraplén  $H_R$ , lo que contradice tanto las observaciones registradas en modelos a escala reducida como los resultados teóricos establecidos por Hewlett o Kempton (2010), que indican que este coeficiente llega en a un valor umbral.

En realidad, el método se basa en la suposición de que existe un plano superior de igualdad de asientos en el terraplén, y no en la altura de la superficie superior del terraplén.

En el caso de losas de cimentación, el plano superior de la igualdad de asientos puede establecerse como la parte inferior de la losa.

A través de los trabajos realizados en el Proyecto Nacional ASIRI (2012), el método ha sido modificado (Combarieu, 2007, 2008). Se ha introducido una formulación empírica para proporcionar la altura activa  $h_a$  entre las cabezas de las columnas y el plano superior de igualdad de asientos en función del radio  $R$  de la malla circular equivalente, es decir:

$$\frac{h_a}{r_p} = 10 - 0.4 \left( 6 - \frac{R}{r_p} \right)^2 \quad \text{si } \frac{R}{r_p} < 6 \quad (2.19)$$

$$\frac{h_a}{r_p} = 10 \quad \text{si } \frac{R}{r_p} > 6 \quad (2.20)$$

También se propone evaluar el coeficiente de  $K \cdot \tan \delta$  en el terraplén por medio de la siguiente relación empírica:

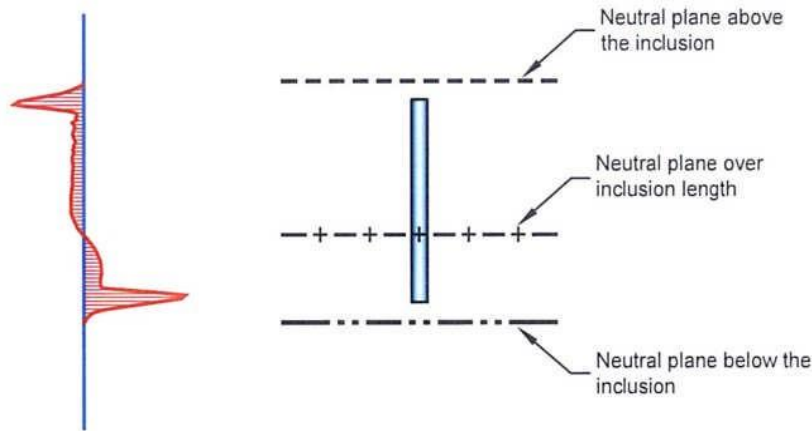
$$k \cdot \tan \delta = 1,1 - e^{-E/E_0} \quad (2.21)$$

Basado en el módulo de deformación  $E$  de la capa de espesor  $h_a$  (con  $E_0 = 50$  MPa).

La tensión residual entre inclusiones puede escribirse como:

$$q_s^+ = q(h_a) = \frac{\gamma_r}{\mu_r} (1 - e^{-\mu_r h_a}) + \gamma_r (h_r - h_a) e^{-\mu_r h_a} \quad (2.22)$$

Si el valor calculado de  $h_s$  excede  $H_R$ , entonces es necesario establecer  $H_a = H_R$



**Figura 2.21** / Esquema de altura activa  $h_a$ . Fuente: IREX, 2012

#### 2.2.3.1.2. Método del cono de difusión

La transferencia de carga también puede ser modelada por medio de un cono de difusión que se desarrolla por encima de la cabeza de la inclusión, según los mecanismos puestos de relieve en los diversos estudios experimentales y de modelización realizados como parte del Proyecto Nacional ASIRI (Chevalier et al., 2010, 2011). Es importante recordar que el mecanismo de transferencia de carga depende del tipo específico de estructura considerada:

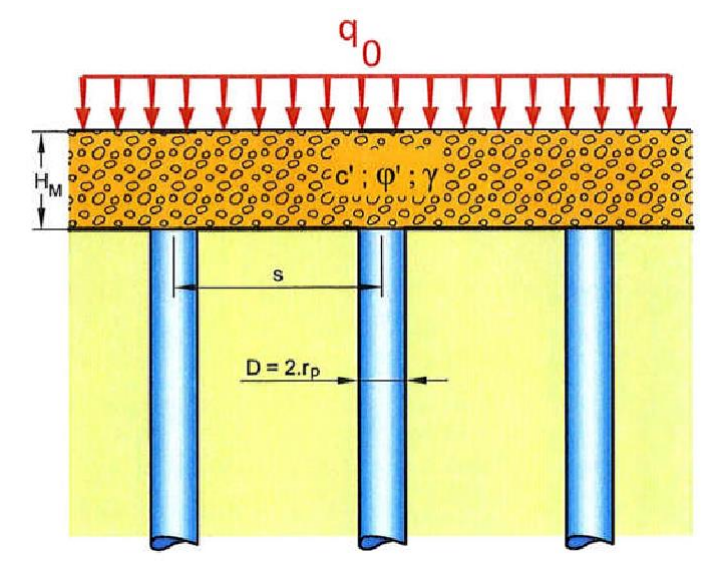
- Caso de un terraplén: En el caso de un terraplén sobre una plataforma de transferencia granular, la transferencia de carga se realiza a través del cizallamiento a lo largo de un cono de difusión que parte de la cabeza de la inclusión y forma un ángulo igual al ángulo de rozamiento pico del material que compone la plataforma de transferencia
- Caso de una losa de cimentación o cimentación superficial sobre una plataforma de transferencia granular: La transferencia de carga se produce principalmente a través del elemento estructural (losa o cimentación superficial), la columna ficticia de la plataforma de transferencia situada en la parte superior de la inclusión y, en menor medida, las inmediaciones de la columna.

En el siguiente apartado se desarrollará de manera exhaustiva el comportamiento de este cono de difusión

### 2.2.3.2. CÁLCULO DE LA TRANSFERENCIA LÍMITE A LA CABEZA DE LA INCLUSIÓN

Esta verificación consiste en establecer, para la carga externa aplicada, el valor máximo de la tensión admisible en la cabeza de la inclusión que es compatible con las características del material de la plataforma de transferencia de carga y la geometría estructural.

Consideremos un conjunto de inclusiones con diámetro  $D = 2.r_p$  distribuidas según una malla cuadrada de dimensión  $s$ , cubierto por una plataforma de transferencia de carga de espesor  $H_M$ , definida por sus parámetros intrínsecos ( $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\gamma$ ) expuesta a una carga  $q_0$  uniformemente distribuida.



**Figura 2.22** / hipótesis y geometría del problema.

Fuente: Berthelot et al., 2007

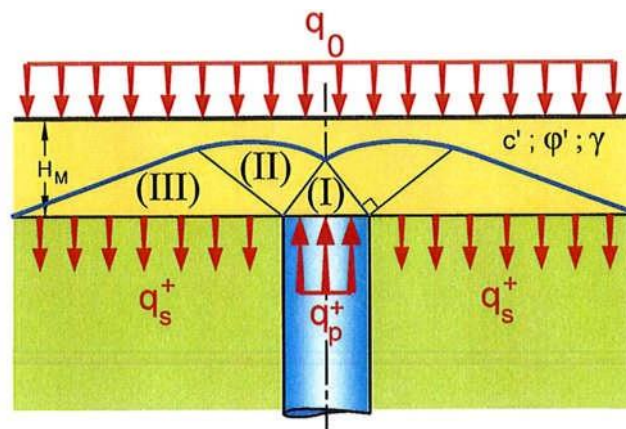
Cuando se aplica la carga en el sistema se pueden generar dos tipos de equilibrio límite entre la tensión aplicada  $q_0$ , la tensión  $q_p^+$  en la cabeza de la inclusión y la tensión aplicada en el suelo entre las inclusiones  $q_s^+$ .

Chevalier (2011), Okyay (2010) con sus distintos estudios, han demostrado que son posibles dos mecanismos de fallo. El mecanismo de Prandtl se produce cuando la plataforma de transferencia de carga está cubierta por un elemento estructural rígido, como una losa o zapatas o cuando el espesor del terraplén es suficiente para evitar el mecanismo de fallo por punzonamiento. El mecanismo de fallo por punzonamiento se corresponde con la formación de un cono de corte en la superficie de la LTP

Para una carga externa dada  $q_0$ , estos dos tipos de equilibrio límite sirven para definir la carga máxima  $q_p^+$  que se puede concentrar en la cabeza de la inclusión, es decir, la eficiencia máxima del sistema en el nivel de la cabeza de la inclusión.

- Diagrama de Prandtl:

El primer diagrama límite de equilibrio dentro de la LTP puede ser modelado por el diagrama de Prandtl, que se asocia con un estado límite de Rankine activo (I) por encima de la cabeza de la inclusión, un dominio delimitado por un arco espiral logarítmico (II) y otro dominio de Rankine pasivo fuera de la cabeza de la inclusión (III).



**Figura 2.23** / Diagrama de fallo según Prandtl en la plataforma de transferencia de carga

Fuent: IREX, 2012

La tensión límite en la cabeza de la inclusión  $q_p^+$  se puede determinar a partir de la tensión aplicada en el suelo  $q_s^+$ ; el conjunto de parámetros intrínsecos de la plataforma de transferencia de carga  $c'$ ,  $\phi'$  y  $\gamma$ ; y la siguiente fórmula:

$$q_p^+ = s_q N_q q_s^+ + s_c N_c \frac{c'}{\gamma c'} - s_\gamma N_\gamma r_p \frac{\gamma}{\gamma_{\gamma'}} \quad (2.23)$$

Donde;

$S_q, S_c$  y  $S_\gamma$  son los coeficientes de forma

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \left( \varphi' / \gamma_{\varphi'} \right) / 2 \right) \cdot e^{\pi \tan(\varphi' / \gamma_{\varphi'})}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \left( \varphi' \frac{1}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\varphi' / \gamma_{\varphi'})$$

$$\gamma_{c'} = \gamma_{\varphi'} = \gamma_\gamma = 1 \quad (2.24)$$

Para una plataforma de transferencia de carga relativamente delgada, el peso de la plataforma suele despreciarse y también lo son los términos  $s_\gamma, N_\gamma, \text{rp. } \gamma$ .

Para las plataformas de transferencia de carga granulares, se establecerá el valor del coeficiente de forma igual a 1, independientemente de la forma de la cimentación, de acuerdo con Terzaghi.

Las relaciones que expresan la conservación de la fuerza

$$a q_p^+ + (1-a) q_s^+ = q_0 \quad (2.25)$$

y el equilibrio local de acuerdo al diagrama  $q_p^+$  de Prandtl

$$q_p^+ = N_q q_s^+ \quad (2.26)$$

constituyen un sistema de ecuaciones que permite el cálculo del máximo valor de tensión límite  $q_p^+$  a la cabeza inclusión para una situación dada ( $\alpha, q_0$ ), cuando el coeficiente de  $N_q$  se conoce.

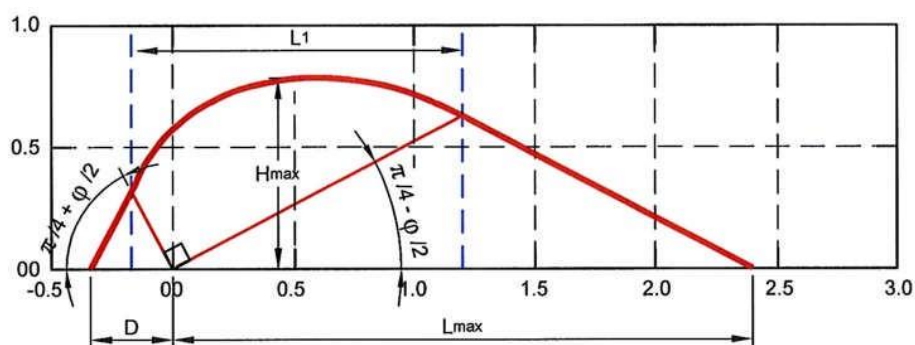
$$q_p^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1) q_0^+} \quad (2.27)$$

$$q_s^+ = \frac{N_q}{1 + \alpha(N_q - 1) q_0^+} \quad (2.28)$$

El valor de la tensión límite en la cabeza de las inclusiones puede determinarse basándonos en las ecuaciones anteriores adoptando un valor del coeficiente  $N_q$  correspondiente con el ángulo de fricción en el estado crítico.

El valor  $N_q$  asociado con el mecanismo de Prandtl es característico de situaciones en las que el espesor de la plataforma de transferencia de carga excede la altura  $H_{max}$  necesaria para que el mecanismo de fallo completo se desarrolle. La relación de  $H_{max} / D$  aumenta con el ángulo de rozamiento.

Para  $H_{max} / D$  menor que  $H_{max} / D$ , el coeficiente de capacidad  $N_q$  sería más favorable que el coeficiente derivado por el mecanismo de Prandtl, por lo que la suposición quedaría del lado de la seguridad.



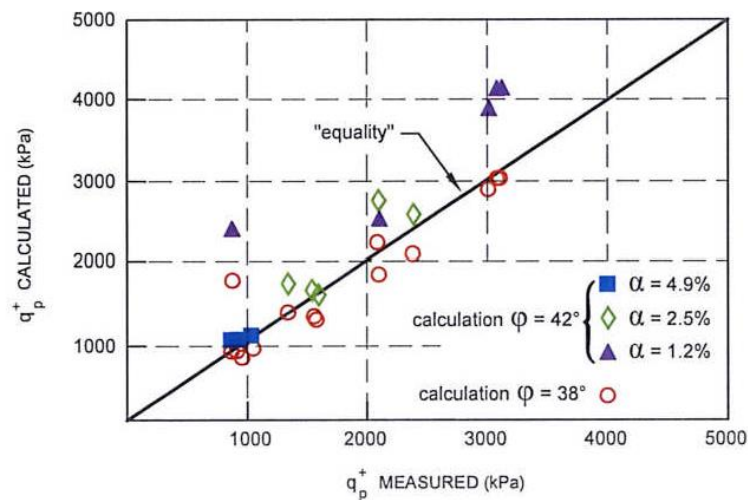
**Figura 2.24** / Parámetros geométricos que describen el diagrama de insuficiencia de Prandtl

Ángulo	30	35	38	40
$N_q$	18.4	33.3	48.9	64.2
$H_{max}/D$	1.59	1.90	2.15	2.35
$L_{max}/D$	4.29	5.77	7.00	8.01
$L_1/D$	2.64	3.39	4.00	4.51

**Tabla 2.5** / Parámetros geométricos que describen el diagrama de nsuficiencia de Prandtl

Las investigaciones acerca del mecanismo de fallo de Prandtl se han desarrollado a través de pruebas de centrado con diferentes espesores de LTP, espaciado entre inclusiones rígidas y radios de tratamiento. Los resultados de las pruebas se compararon con la limitación de las presiones calculadas a partir de la teoría de Prandtl.

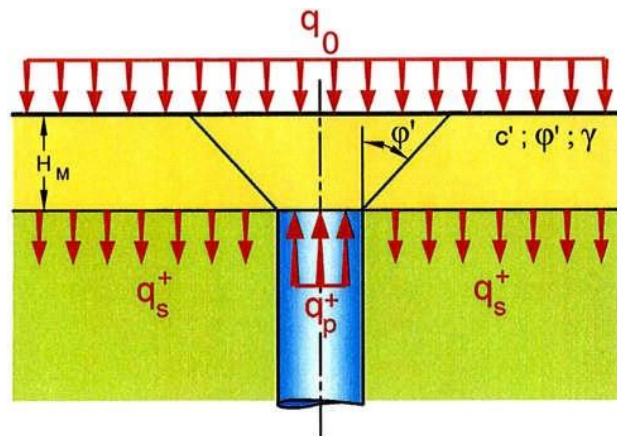
Los valores de tensión en la cabeza inclusión, calculados utilizando los valores de  $N_q$ , se compararon con los valores medidos en las pruebas y experimentos realizados por Okay (2010). Parece que con  $N_q$  (42 °), los valores de diseño calculados sobrestiman los valores experimentales para bajas áreas de sustitución ( $a = 1,25\%$ , triángulos de color púrpura). La elección de  $N_q$  (38 °) conduce a una mejor concordancia con los valores experimentales.



**Figura 2.25** / Comparación de los valores calculados y medidos de tensión límite en la cabeza la inclusión. Fuente Okyay 2010

- Cono de corte:

El segundo diagrama de equilibrio límite dentro de la plataforma de transferencia de carga puede ser modelado por un cono de abertura vertical, que parte de la cabeza de inclusión y que forma un ángulo  $\phi'$  con respecto al plano vertical igual al ángulo de fricción del material de la plataforma de transferencia de carga.



**Figura 2.26** / Diagrama de fracaso en la plataforma de transferencia de carga

La tensión límite  $q_p^+$  en la cabeza de la inclusión se determina mediante la carga externa que se aplica  $q_0$ , el espesor  $H$  de la plataforma de transferencia de carga, y los parámetros intrínsecos de la plataforma.



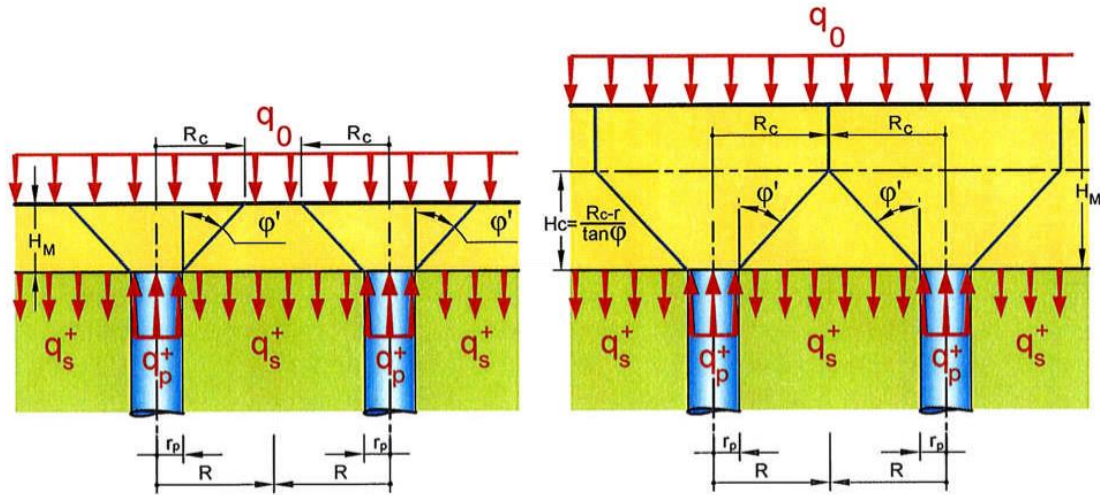


Figura 2.27 / Técnica con el desarrollo del cono de corte. Fuente: IREX, 2012

El peso del cono más la carga externa aplicada sobre la parte superior circular del cono será:

$$q_p^+ = H_M/3 \cdot (R_c^2/r_p^2 + 1 + R_c/r_p) \gamma/\gamma_\gamma + (R_c^2/r_p^2) q_0 + [1/\tan\phi' (R_c^2/r_p^2 - 1)] \cdot (c'/\gamma_c') \quad (2.29)$$

Si  $H_M > H_c$

donde;

$$H_c = (R_c - r_p) / (\tan\phi')$$

$$R_c = R,$$

$$q_p^+ = \left[ \frac{H_M}{3} \left( \frac{R^2}{r_p^2} + 1 + \frac{R}{r_p} \right) + (H_M - H_c) R^2 / r_p^2 \right] \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} + \frac{R^2}{r_p^2} q_0 + \left[ \frac{1}{\tan\phi'} \left( \frac{R^2}{r_p^2} - 1 \right) \right] \frac{c'}{\gamma_c'} \quad (2.30)$$

Para  $H_M > H_c$ , los conos de corte de las inclusiones adyacentes se superponen, y el área superficial de la zona de cada inclusión de influencia sigue siendo igual a  $s^2$ ;

En el caso de un terraplén apoyado sobre inclusiones, la altura  $H_M$  y la carga  $q_0$  que se utilizan en estas ecuaciones son, respectivamente, la altura total de la plataforma de transferencia del terraplén más la carga aplicado en la parte superior del terraplén.

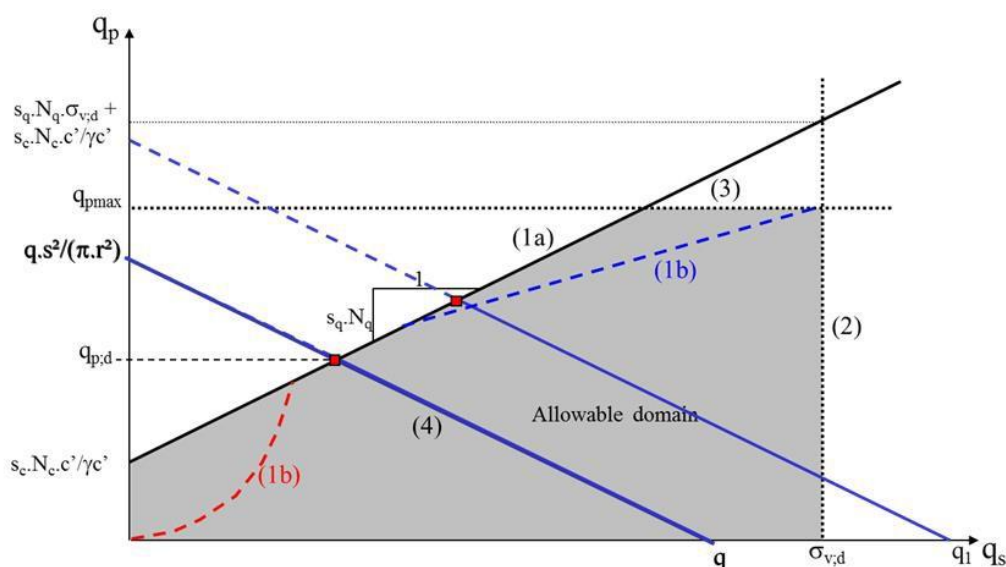
La tensión límite  $q_p^+$ , correspondiente a una apertura del cono de cizallamiento sobre la superficie de la plataforma de transferencia de carga, sólo existe como un parámetro de diseño para las plataformas de transferencia de carga finas que no están cubiertas por ningún elemento estructural rígido. Es el caso por ejemplo de un terraplén de carretera.

### 2.2.3.3. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS EN LA LTP

Cuando el fallo se produce por el mecanismo de Prandtl, la tensión en la plataforma de trabajo está limitada en primer lugar por la línea de Prandtl, que se representó mediante la ecuación 2.30.

La tensión sobre el terreno,  $q_s^+$ , está limitada por la tensión admisible del terreno natural. También,  $q_p^+$  está limitada por la capacidad estructural de las inclusiones y por la tensión admisible que proporciona el terreno.

Cuando la LTP no está cubierta por un elemento estructural rígido, este dominio debe ser parcialmente limitado. En el caso de una LTP en forma de delgada capa rígida sin elementos rígidos estructurales en la que los conos de cizallamiento no se superponen, la tensión máxima está limitada por la línea azul discontinua.



**Figura 2.28** / ULS subrayan dominio con la consideración de la ecuación de conservación de la carga

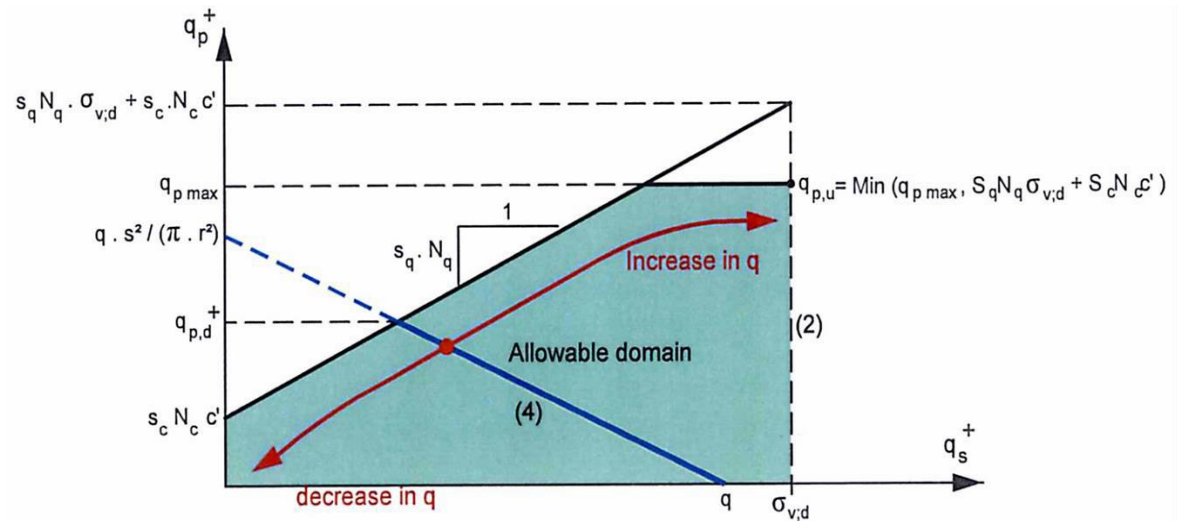
Fuente: Varaksin et al., 2013

Como segundo ejemplo se muestra en la figura 2.4. / 9 la limitación mediante líneas rojas discontinuas que es de aplicación cuando los conos de cizallamiento se superponen.

Para satisfacer la ecuación de conservación de carga de la ecuación,  $q_p^+$  y  $q_s^+$  deben estar en las líneas azules inclinadas. Por lo tanto, para una carga dada  $q$ , el dominio admisible se reduce a estos segmentos. La tensión límite de diseño calculada  $q_{p,d}^+$  se deduce mediante la resolución del sistema de 2 ecuaciones (conservación y la carga de Prandtl). Cabe señalar que si  $q$  aumenta  $q_{p,d}^+$  lo hará también.

$q_{p,d}^+$  depende de  $q$ , la geometría del sistema (tamaño de la cuadrícula y el grosor de la LTP) y los parámetros de la LTP, pero es independiente de la deformabilidad de las diversas capas del suelo. Mientras que la intersección de la línea de Prandtl (Ec. 2.34) y la

línea de conservación de carga (Ec. 2.29) es  $q_{p,d}^+$ , el par de tensiones ( $q_p^+$ ;  $q_s^+$ ) que se moviliza en realidad puede estar en cualquier segmento inclinado y su posición real depende de la compresibilidad de las diversas capas de suelo. Si directamente debajo de la LTP el suelo es muy blando, el par se movilizará cerca de  $q_{p,d}^+$  y si el suelo es bastante denso, el par estará lejos del límite.



**Figura 2.29** /  $q_{p,d}^+$  y deformabilidad de varias capas de suelo. Fuente: Varaksin et al., 2013

Es significativo indicar que, como se muestra en la Fig. 2.29, las variaciones en la carga aplicada desplazan el equilibrio en el plano ( $q_p^+$ ;  $q_s^+$ ) a lo largo de una curva que, para cargas elevadas tienden hacia una asíntota; es decir, el aumento de carga aumenta la eficiencia, pero sin llegar al fallo de la plataforma por intersección con la línea de Plandtl.

#### 2.2.3.4. EFECTO BORDE

Hasta ahora nos hemos centrado en el estudio del comportamiento general del terreno reforzado dentro de la zona de carga, lejos de los límites, donde el mecanismo de fallo de Prandtl está completamente desarrollado.

Sin embargo, la distribución de tensiones en el borde de la zona de carga es diferente. Como se muestra en la Fig. 2.30 (a), para los casos en los que el saliente de la zapata  $L$  es mayor que  $L_{max}$ , y el mecanismo de Prandtl puede desarrollarse plenamente en la LTP, la presión límite en la cabeza de inclusión es tal y como se ha presentado anteriormente. En el caso extremo, que se muestra en la Fig. 2.31 (b), en el que el borde de la inclusión se corresponde con el borde de la zapata; es decir, el voladizo es cero, la carga aplicada a la zapata se transmite casi totalmente en la cabeza inclusión.

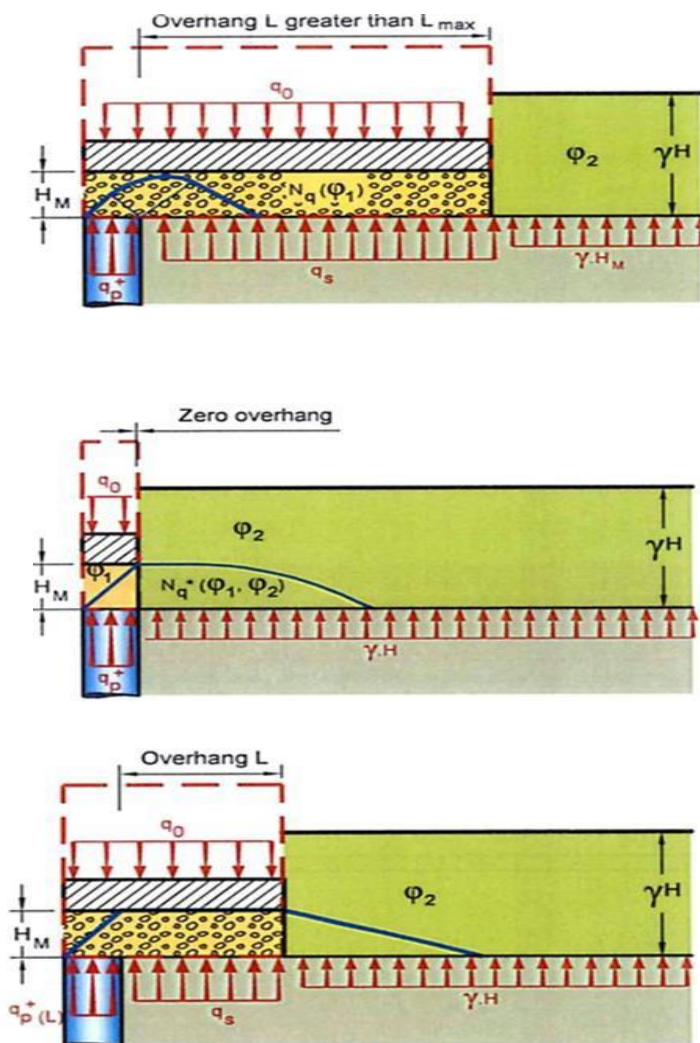


Figura 2.30 / Efecto borde.. Fuente: Varaksin et al., 2012

Okay (2010) detalla el proceso de cálculo de  $N_q^*$  con la consideración de un LTP limitada por la superficie de la zapata.  $N_q^*$  se evalúa basándose en el ángulo de fricción en estado crítico tanto de la LTP (con  $\phi_1$ ) como del suelo circundante (con  $\phi_2$ ). Los valores de  $N_q^*$  basados en el ángulo de fricción de la LTP y del suelo circundante se muestran en la Tabla 2.6

LTP $\phi_1$	$N_q^*(\phi_1)$	Soil $\phi_2= 15^\circ$	Soil $\phi_2= 20^\circ$	Soil $\phi_2= 25^\circ$	Soil $\phi_2= 30^\circ$
		$N_q^*$	$N_q^*$	$N_q^*$	$N_q^*$
30	18.4	6.98	9.45	13.08	18.43
33	26.1	7.86	10.64	14.71	20.88
35	33.3	8.52	11.53	16.01	22.67
38	48.9	9.68	13.05	18.11	25.80
40	64.2	10.54	14.29	19.71	28.04

Tabla 2.6 / Valores  $N_q$ .Fuente: Fuente: Okay 2010

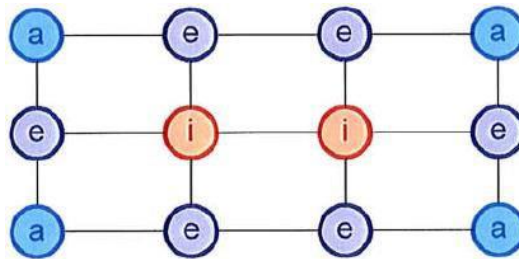
Como se muestra gráficamente en la Fig. 2.30 cuando el voladizo de la zapata está entre 0 y  $L_{max}$ , la presión limita a la cabeza inclusión se puede estimar usando una interpolación lineal entre estos dos valores extremos.

En el caso general, cuando más de una inclusión se instala debajo de la zapata, el efecto de borde que se ha descrito es aplicable a sólo una fracción de la inclusión en función de si la inclusión está situado en una esquina o lado de la zapata (ver Fig. 21). La tensión límite de borde,  $q_p + (L)$ , es aplicable únicamente a la parte exterior del perímetro mientras que la tensión límite calculada según el mecanismo de fallo de Prandtl,  $q_p + (P)$ , se aplica a la parte interior de la inclusión. Por lo tanto, el valor resultante debe ser un promedio ponderado de estos dos términos.

$$q_{p,i}^+ = q_o^+(P) \quad (2.31)$$

$$q_{p,a}^+ = 7/12 q_p^+(P) + 5/12 q_p^+(L) \quad (2.32)$$

$$q_{p,e}^+ = 5/6 q_p^+(P) + 1/6 q_p^+(L) \quad (2.33)$$



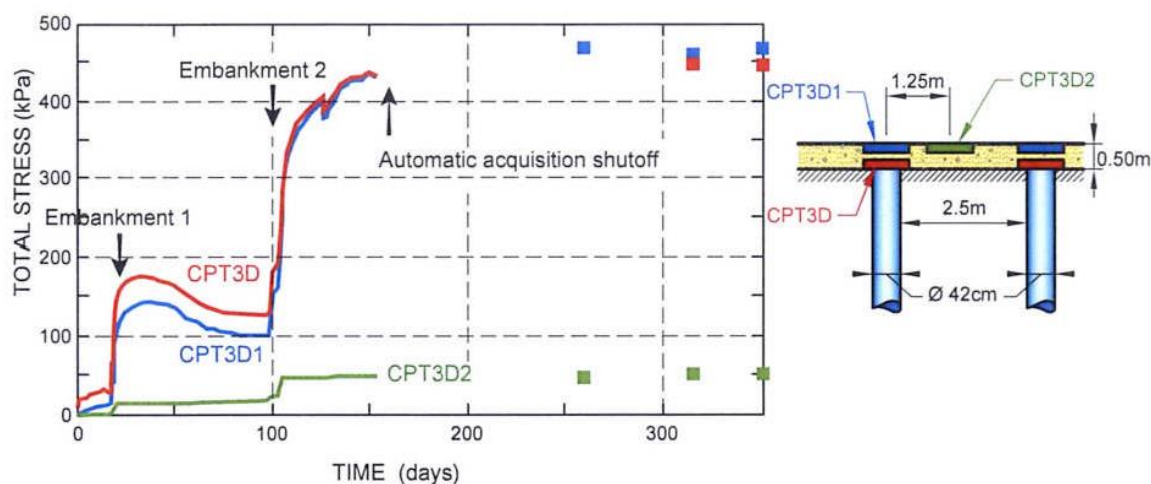
**Figura 2.31** / Filas de inclusión. Fuente: IREX, 2012

#### 2.2.4. COMPORTAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN.

A diferencia de la losa de cimentación situada sobre un suelo homogéneo que, sometido a una carga uniforme, se somete a una reacción uniforme, la losa de cimentación sobre un suelo reforzado por las inclusiones, sufre una reacción no uniforme siempre y cuando el espesor de la plataforma de transferencia sea menor que el espesor crítico. Esta reacción es mayor sobre cada inclusión y luego más débil en el área entre las mismas. Se recomienda, por tanto, un espesor mínimo plataforma de transferencia.

Saint-Ouen-1'Aumône (2006) llevó a cabo distintas mediciones de esfuerzos en un experimento de campo a gran escala. Estas medidas conducen a las siguientes observaciones:

- En el caso de una plataforma de transferencia relativamente fina, se midieron casi las mismas tensiones as sobre la inclusión rígida que sobre la parte inferior de la losa de cimentación situada sobre ella. La mayor parte de la transferencia de carga tiene lugar, por lo tanto, a través de la losa de cimentación.
- Como consecuencia, las tensiones medidas bajo la losa de cimentación son muy inferiores entre las inclusiones: la distribución de las reacciones es, por lo tanto, no uniforme.

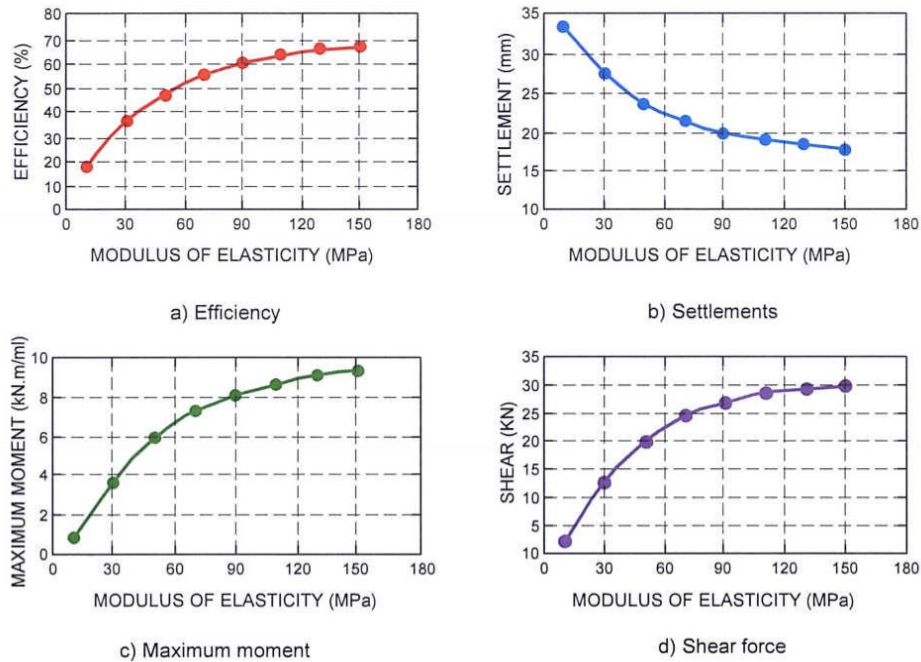


**Figura 2.32** / Campaña experimental de Saint - Ouen – l'Aumône. Fuente: Briançon 2007

Para un espesor de plataforma de transferencia dado, cuanto mayores sean las características mecánicas (módulo de compresibilidad, ángulo de fricción, cohesión), mayor será la eficiencia obtenida, lo que lleva a su vez a una concentración máxima de tensión en las cabezas de las inclusiones y, por tanto, supone una disminución máxima de asientos. Por otro lado, la losa de cimentación estaría sometida a mayores esfuerzos de flexión (Okay, 2010). Las características tanto de la plataforma de transferencia como de la losa de cimentación deben ser definidas con el fin de identificar el punto óptimo entre esfuerzos en la losa y asientos.

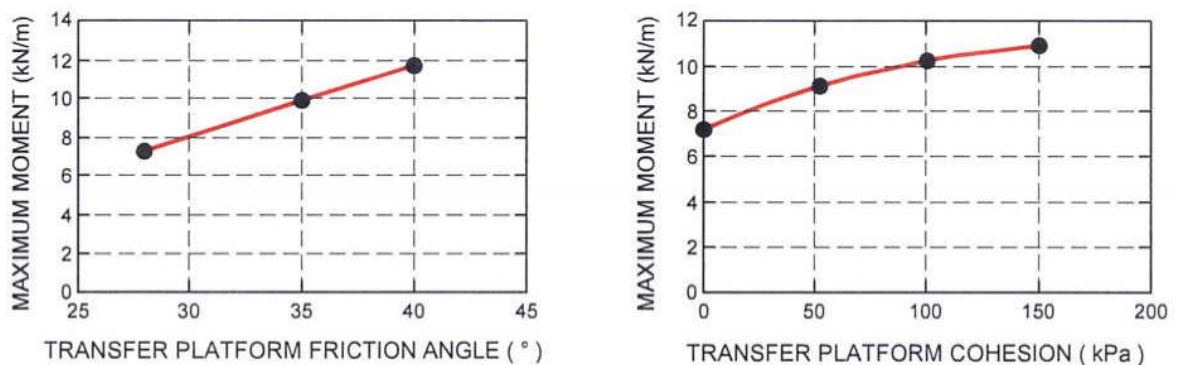
En este punto, es necesario indicar que, para el caso concreto del Mixpile®, en el que no se le suele otorgar más de 15 Kg/cm<sup>2</sup> de tensión, esto es, 23,80 ton por columna, las separaciones son del orden de 2 x 2 m y las losas de un canto mínimo de 0,50 m; no es necesario realizar ninguna comprobación adicional en cuanto a punzonamiento.





**Figura 2.33 /**

*Influencia del módulo de plataforma de transferencia de elasticidad en la eficiencia, los asentos y las cargas en una losa de cimentación. Fuente: Okyay 2010*



**Figura 2.34 /**

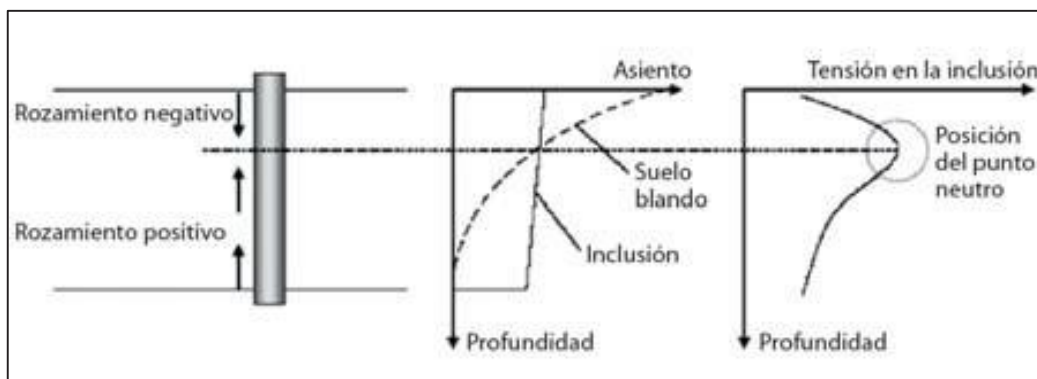
*Influencias del ángulo de rozamiento de plataforma de transferencia y la cohesión sobre los momentos flectores en la losa de cimentación. Fuente: Okyay y Dias 2010.*

## 2.2.5. INTERACCIÓN ENTRE LAS INCLUSIONES Y TERRENO CIRCUNDANTE

Las inclusiones no sólo se movilizan por la carga aplicada directamente sobre su cabeza, sino también por el rozamiento del terreno circundante, sometido a un asiento concreto en función de la carga aplicada por el peso de la estructura.

Bajo la plataforma de transferencia, el terreno intermedio asienta en mayor medida que las inclusiones, mientras que en la base de las mismas, estas asientan más que el terreno. Por lo tanto, existe una profundidad donde tanto el suelo como las inclusiones asientan

en la misma medida: esto se conoce como el punto neutro. En la parte superior, este efecto toma la forma de un rozamiento negativo que carga la columna, hasta alcanzar una carga máxima de compresión a la altura del punto neutro. Esta carga es absorbida por debajo del punto neutro por medio de la fricción positiva y la resistencia de punta.



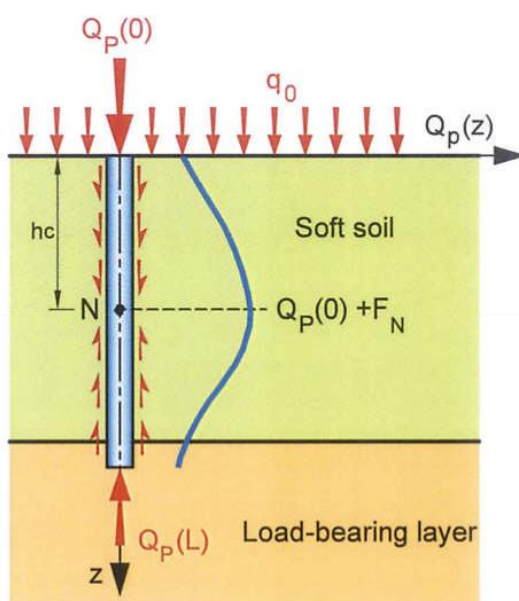
**Figura 2.35** / Mecanismo de transferencia de cargas.

Fuente: Rodrigo Gómez Pérez y Svetlana Melentijevic 2014. (Adaptación Berthelot et al., 2003)

#### 2.2.5.1. Rozamiento negativo

El rozamiento negativo se produce cuando el asiento del terreno a lo largo del eje de inclusión rígida excede el desplazamiento vertical de la propia inclusión rígida.

En contraste con el pilote, las inclusiones rígidas no experimentan el rozamiento negativo como una fuerza parásita, sino que sirve para aliviar la capa de suelo blando de la tensión residual existente en la base de la plataforma de transferencia.



**Figura 2.36** / Esquema de rozamiento negativo. Fuente: IREX 2012



En cabeza, la inclusión rígida absorbe una carga  $Q_P(0)$ .

En el punto N, la inclusión rígida se somete a esta carga  $Q_P(0)$  incrementada por el rozamiento negativo  $F_N$  desarrollado entre la cabeza inclusión rígida y punto N. Esta fuerza total  $[Q_P(0) + F_N]$  debe entonces ser equilibrada por la fuerza de fricción positiva  $F_P$  por debajo del punto N, más la fuerza de punta  $Q_P(L)$ :  $Q_P(0) + F_N = F_P + Q_P(L)$ .

En definitiva el efecto de las columnas sobre el comportamiento del estrato compresible se traduce en un doble efecto de descarga. En primer lugar en el relleno por efecto arco o carga directa de las columnas, y en segundo lugar, en el suelo compresible por efecto silo o disminución de la presión vertical efectiva entre las columnas.

El rozamiento negativo depende de:

- Asentamiento del terreno
- Desplazamiento de la inclusión
- Sobrecargas en comparación con las condiciones iniciales;
- Condiciones de la interfaz suelo-columna;
- Las condiciones de contorno (inclusión individual frente a la inclusión dentro de un grupo).

Los métodos implementados normalmente para evaluar las fuerzas debido al rozamiento negativo tienden a ser métodos de fallo.

El esfuerzo cortante debido al rozamiento negativo se expresa entonces como:

$$f_n(z) = k\sigma'_v(z) \cdot \tan \delta \quad (2.34)$$

Siendo  $K$  el coeficiente de empuje en el límite del suelo-pilote y  $\delta$  el ángulo de fricción suelo-pilote, que depende tanto del tipo de pilotes como de las características del suelo. En la práctica, el producto  $K \cdot \tan \delta$  se considera como un termino con dos factores inseparables.

Los métodos convencionales consisten en la estimación de la altura crítica  $h_c$ , que corresponde a la longitud sometida a rozamiento negativo, y luego el cálculo del valor de esta fricción negativa.

De hecho, la formulación planteada en el CTE-SE Cimientos para el cálculo del rozamiento negativo en pilotes sigue esta filosofía. El rozamiento unitario negativo en el fuste se calculará con la expresión:

$$F_{s,neg} = \sum_{i=1}^n \beta_i \cdot \sigma'_{vi} \quad (2.35)$$

Siendo:

$i$  : cada una de las unidades geotécnicas consideradas a lo largo del pilote;

$\beta$ : 0,25 en arcillas y limos blandos; 0,1 en arenas flojas y 0,8 en arenas densas;

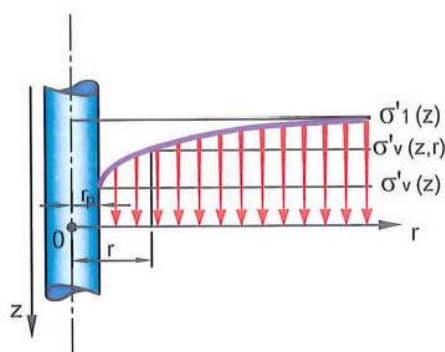
$\sigma'_{vi}$ : la tensión efectiva en el punto del fuste considerado.

Sin embargo, cuando FN se calcula utilizando este método, su valor permanece siempre sobreestimado debido al hecho de sobrevalorar  $\sigma'_v(z, r_p)$

Combarieu propuso un enfoque más satisfactorio para tratar el rozamiento negativo, mediante la introducción de una modificación en el estado de tensiones a lo largo del eje de la inclusión como un resultado del rozamiento negativo. Esta modificación refleja el hecho de que, con la columna sometida a un rozamiento negativo, el suelo alrededor de la inclusión se descarga.

El método de cálculo que se expone a continuación es un extracto de la publicación “Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l’édification de remblais sur sols médiocres” – O. Combarieu –Revue Francaise de Geotechnique – nº 44 (1988), que se toma como referencia para el dimensionamiento analítico de columnas verticales rígidas en suelos compresibles.

Combarieu pasó a definir una ley de variación radial de esfuerzo vertical a la altura  $z$ , mediante la introducción de la noción de efecto del rozamiento negativo del suelo blando alrededor de la inclusión



**Figura 2.37** / Distribución de la tensión  $\sigma'_v(z, r)$ . Fuente: Adaptación Combarieu 1988

Para  $r > r_p$ :

$$\sigma'_v(z, r) = \sigma'_v(z) + (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)) \left[ 1 - e^{-\lambda \frac{r-r_p}{r_p}} \right] \quad (2.36)$$

Donde;

$\sigma'_1(z)$  Es la tensión vertical efectiva en el campo libre dentro de la planta en el estado final, tal como se calcula sin tener en cuenta la presencia de la inclusión.

$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(z, r_p)$  Es la tensión vertical efectiva en el contacto de la inclusión en el estado final, teniendo en cuenta el efecto del rozamiento negativo.

$\sigma'_v(z, r)$  Es la tensión tensión vertical efectiva real a una distancia  $r$  desde el eje de inclusión, teniendo en cuenta la perturbación debido a la presencia de la inclusión.

$\lambda$  Es el llamado coeficiente de rozamiento negativo

$\lambda = 1 / (0,5 + 25 \cdot k \cdot \tan\delta)$  si  $k \cdot \tan\delta \leq 0,15$

$\lambda = 0,385 - k \cdot \tan\delta$  si  $0,15 \leq k \cdot \tan\delta \leq 0,385$

$\lambda = 0$  si  $k \cdot \tan\delta \geq 0,385$

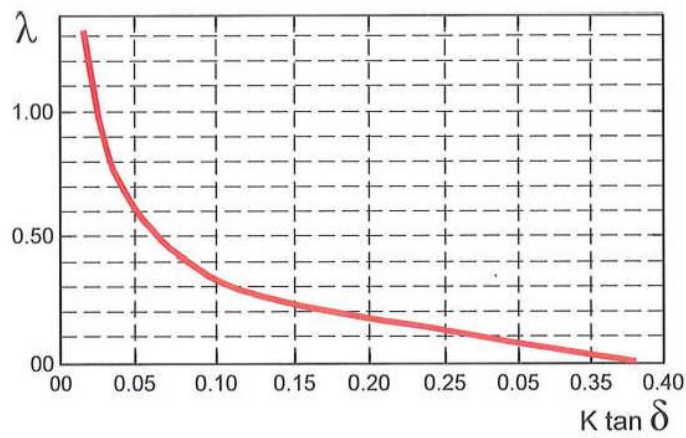
$k \cdot \tan\delta$  Coeficiente dado por la tabla 2.7 /

Valores de $k \cdot \tan\delta$		
Tipo de terreno		$k \cdot \tan\delta$
Suelos orgánicos		0.20
Arcillas y limos	blandas	0.20
	firmes a duras	0.30
Arenas y gravas	muy flojas	0.35
	flojas	0.45
	otros	1.00

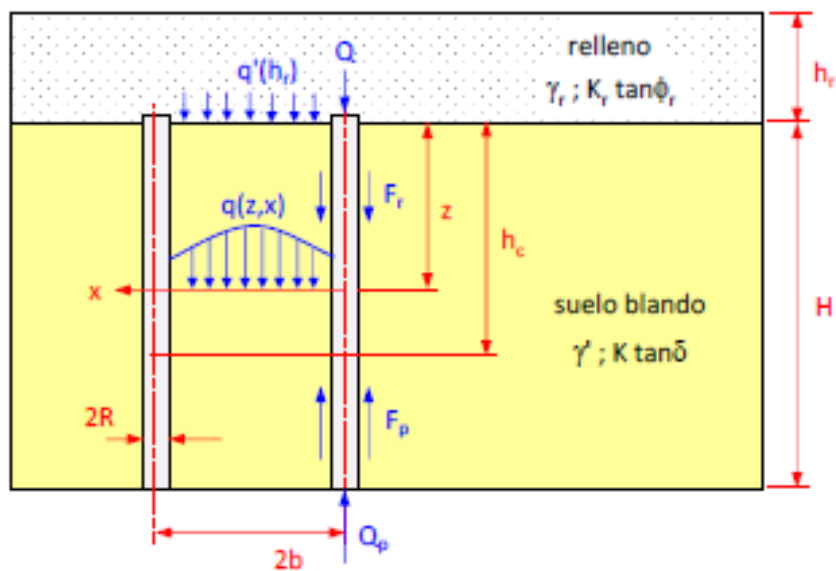
**Tabla 2.7 /**

*Cálculo de cimentaciones superficiales y profundas. Fuente: Roger Frank 1999*

El coeficiente  $\lambda$  presenta los siguientes valores, todos ellos obtenidos experimentalmente (Fig. 2.38 )



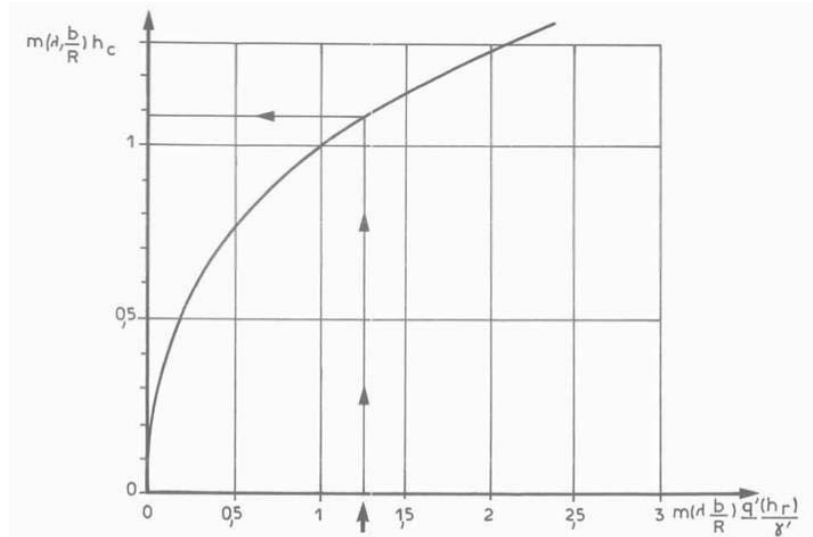
**Figura 2.38** / Abaco utiliza para determinar el valor de  $\lambda$ . Fuente: norma NF P 94-262



**Figura 2.39** / Rozamiento a través de terreno blando. Adaptación Combarieu 1988

Las columnas se suponen de radio  $R$ , formando una malla rectangular de lados  $d$  y  $d'$ , siendo su radio de influencia;

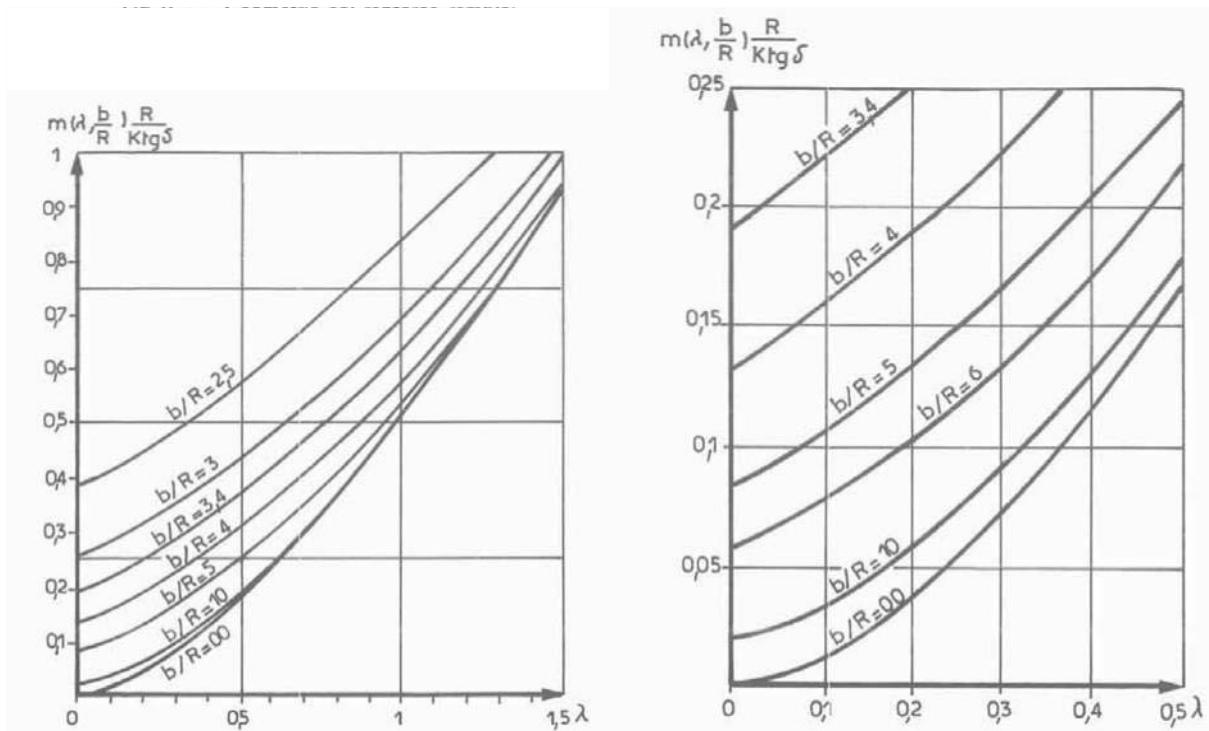
$$b = \sqrt{d \cdot d' / \pi} \quad (2.37)$$



**Figura 2.40** / Altura crítica  $h_c$  en un suelo homogéneo cargado uniformemente.

Fuente: Roger Frank 1999

Considerando un estrato compresible de potencia  $H$  reforzado con dichas columnas y solicitado en superficie por un relleno de altura  $h_r$  la profundidad  $h_c$  del perímetro de la columna sujeto a rozamiento negativo se calcula con la función definida en la figura 2.40



**Figuras 2.41- 2.42** / Coeficiente  $m(\lambda, b/R)$ . Fuente: Roger Frank 1999

Con el siguiente significado de los parámetros:

$m(\lambda, b/R)$  Coeficiente dado por la figura 2.40

$q'(h_r)$  = Tensión vertical efectiva entre columnas en la base del relleno

Las funciones definidas en las figuras 2.3. / 6.1-2 se expresan analíticamente como sigue:

$$e^{-m(\lambda, b/R) \cdot h_c} = \frac{m(\lambda, b/R) \cdot h_c - 1}{m(\lambda, b/R) \cdot \frac{q'(h_r)}{\gamma'} - 1} \quad (2.38)$$

$$m(\lambda, b/R) = \frac{k \cdot \tan \delta}{R} \cdot \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \cdot \frac{1}{1 - \frac{1 + \lambda \cdot b/R}{1 + \lambda} \cdot e^{-\lambda \cdot (b/R - 1)}} \quad (2.39)$$

$$m(0, b/R) = \frac{2 \cdot R \cdot \tan \delta}{(b^2 - R^2)} \quad (2.40)$$

Una vez determinada la altura  $h_c$ , se distinguen dos casos:

- Caso 1 :  $h_c \leq H$

La tensión vertical media entre las columnas a la profundidad  $z$ , vale:

$$q_m(z) = q'(h_c) + \gamma' \cdot z \cdot [q'(h_c) + \gamma' - q(z, R)] \cdot m(0, b/R) / m(\lambda, b/R) \quad (2.41)$$

Donde;

$q(z, R)$  es la tensión vertical del suelo a la profundidad  $z$  en el entorno del fuste de la columna, dada por la expresión:

$$q(z, R) = \gamma' / m(\lambda, b/R) + [q'(h_c) - \gamma' / m(\lambda, b/R)] \cdot e^{-m(\lambda, b/R) \cdot z} \quad (2.42)$$

La tensión vertical media en la profundidad  $h_c$  se puede calcular con la expresión:

$$q'_m = [1 - m(0, b/R) / m(\lambda, b/R)] \cdot (q'(h_r) + \gamma' \cdot h_c / 2) + m(0, b/R) / m^2(\lambda, b/R) \cdot q'(h_r) / h_c \quad (2.43)$$

La columna inferior de altura  $H - h_c$  está solicitada por la tensión:

$$q_m(h_c) = \gamma' \cdot h_c + q'(h_r) \cdot [1 - m(0, b/R) / m(\lambda, b/R)] \quad (2.44)$$

La carga total de la columna se escribe:

$$Q_p = Q_p(0) + FN = Q_p(0) + \frac{2\pi R k \tan \delta}{m(\lambda, b/R)} \cdot q'(h_r) \quad (2.45)$$

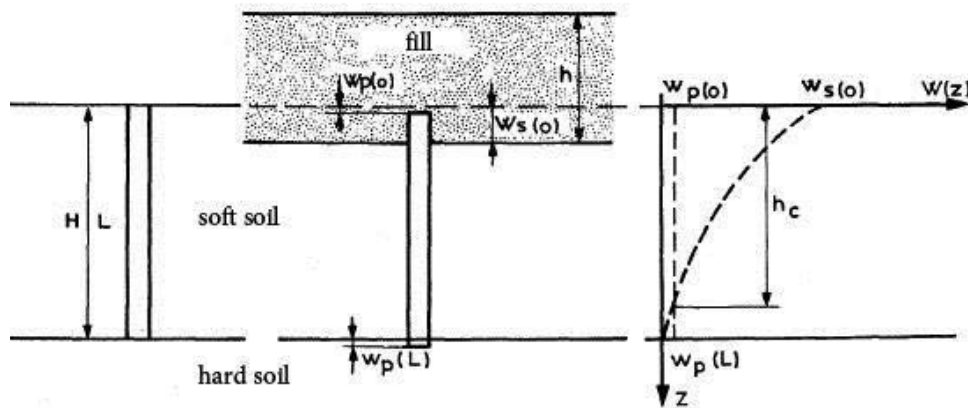
- Caso 2 :  $h_c > H$

En este caso no existe punto neutro y la tensión vertical de la columna H es:

$$q_m^* = \left(1 - \frac{m(0, b/R)}{m(\lambda, b/R)}\right) \cdot \left(q'(h_r) + \gamma' \frac{H}{2}\right) + \frac{m(0, b/R)}{m(\lambda, b/R)} \cdot \left(\frac{q'(h_r)}{H} + \gamma' + \frac{q'(H, R)}{H}\right) \quad (2.46)$$

La carga en punta de la columna se escribe:

$$Q_p = Q_p(0) + FN = Q_p(0) + \frac{2\pi R k \tan \delta}{m(\lambda, b/R)} \cdot \left(\gamma' \cdot H + q'(h_r) - q(H, R)\right) \quad (2.47)$$



**Figura 2.43** / Sección del suelo con inclusión rígida en suelo duro.

Fuente: Varaksin et al 2013. Adaptación Combarieu 1988

#### 2.2.5.2. Movilización de la resistencia del suelo

La parte resistente de la columna situada por debajo del punto neutro, también llamada longitud resistente, permite absorber, a través de la fricción y la resistencia por punta, la carga máxima de la inclusión en el punto neutro.

La longitud de resistencia de la inclusión se calculará de acuerdo con métodos específicamente ideados para cimentaciones profundas.

La evaluación de los parámetros de resistencia de fricción del eje y la punta debe considerar el tipo de inclusión y su técnica de instalación, ya que debemos tener en

cuenta que, durante la ejecución del Mixpile, por ejemplo, el terreno no es extraído. Los criterios de cimentaciones profundas pueden aplicarse en general, cuando existe un empotramiento mínimo de 3 diámetros para pilotes cuyo diámetro es inferior a 0,50 m. Este límite inferior de empotramiento puede reducirse al valor mínimo de 0,50 m

### 2.2.5.3. Cálculo de asientos

El refuerzo por medio de inclusiones rígidas supone una reducción de los asientos en toda la altura suelo reforzado; esta reducción depende tanto de la malla de refuerzo como de las características de la plataforma granular de transferencia

Estos asentamientos se reducen gracias a una transferencia sustancial de la carga aplicada a las inclusiones que se produce en dos niveles, como ya se ha descrito en los apartados anteriores:

- Una concentración de carga en la cabeza de inclusión resultante de mecanismos de cizalladura en la plataforma de transferencia y capaz de conducir a la creación de arcos de fuerza a través de la cual los esfuerzos pueden ser canalizados;
- Un efecto del rozamiento negativo del terreno blando, que actúa sobre la inclusión, de acuerdo con el conjunto de mecanismos analizados por Combarieu.(1988)

Esta transferencia de carga produce una caída significativa de la tensión aplicada en la parte superior del terreno blando y dentro de él, por lo tanto, conduce a una disminución de asientos muy notable.

Para el cálculo de asientos, se estima dicho asiento para cada una de las capas atravesadas:

El asiento edométrico de una columna de longitud  $h$  para un suelo normalmente consolidado es:

$$\Delta h = C_c / (1 + e_0) \cdot h \cdot \log\left(\frac{2 \cdot q_m^*}{\gamma' \cdot h}\right) \quad (2.48)$$

Donde;

$e_0$  Es el índice de poros inicial.

$C_c$  Es el índice de compresión del suelo.

$\gamma'$  Es la densidad del terreno

$q_m^*$  Es la tensión media del estrato



El asiento elástico es:

$$\Delta h = q \cdot h / E_s$$

Donde:

Es Es el modulo de deformación de la capa considerada

Las inclusiones desempeñan el papel de elementos de transferencia de carga a capas profundas, lo que termina provocando asentamientos en las capas subyacentes (que permanecen en un estado natural debido a su falta de refuerzo), por lo que también hay que considerar los asientos en capas inferiores, en función de las profundidades de influencia.

## 2.2.6. MÉTODOS DE CÁLCULO

### 2.2.6.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

Los métodos analíticos sirven para resolver algunas de las situaciones más comunes: cuadrícula de inclusiones situadas en medio de la zona reforzada y sometidas a cargas verticales uniformes. Su principal objetivo es calcular el asiento medio estimado después del refuerzo y la carga máxima aplicada al terreno mejorado.

Estos métodos son capaces de estimar la distribución de fuerzas entre el suelo y las inclusiones, asientos y desplazamientos horizontales.

La celda unitaria es asimilada a un cilindro, cuyo eje principal es la de la inclusión y una sección transversal circular de área igual al de la rejilla.

Como consecuencia, las deformaciones laterales y tensiones de cizallamiento son iguales a cero en la periferia del cilindro, y por otra parte, la fuerza total aplicada por la estructura se conserva en todos los niveles, en cada sección horizontal, con la adición del peso del suelo y la inclusión. Se supone que en un nivel determinado, el asiento y la tensión vertical son uniformes en el suelo.

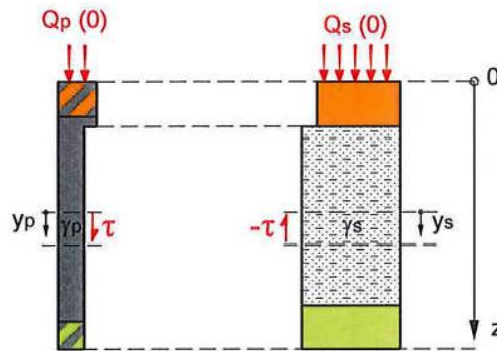
Las ecuaciones de equilibrio expresan, por tanto, la variación de esfuerzos con la profundidad, en cualquier sección transversal horizontal del modelo, en la inclusión (Ecuación 2.44) y en el terreno (Ecuación 2.45):

$$dQ_p(z) = (P\tau + \gamma_p A_p) dz \quad (2.49)$$

$$dQ_s(z) = (-P\tau + \gamma_s A_s) dz \quad (2.50)$$

Donde;

$\tau$  representa el cortante desarrollado en la interfaz de inclusión / suelo,  $\gamma_s$  el peso unitario del suelo en el nivel indicado (reemplazado por el peso unitario sumergido en su caso),  $\gamma_p$  la unidad de peso de la inclusión en el nivel indicado (también reemplazado por el sumergida unidad de peso en su caso),  $P$  el perímetro inclusión,  $y$ , finalmente,  $A_p$  y  $A_s$  las respectivas secciones transversales de la inclusión y el suelo en el nivel indicado.



**Figura 2.44** / Modelo de la célula básica alrededor de la inclusión. Fuente: IREX, 2012

El asiento de la inclusión y el promedio del suelo satisfacen las siguientes ecuaciones:

$$d\gamma_p(z) = \frac{Q_p(z)}{A_p E_p} dz \quad (2.51)$$

$$d\gamma_s(z) = \frac{Q_s(z)}{A_s E_s} dz \quad (2.52)$$

Donde:

$E_p(z)$  es el módulo de Young del material de inclusión, y  $E_s(z)$  el módulo de deformación del suelo en el nivel de carga aplicada.

La fricción se describe en cada nivel mediante una función de transferencia, que expresa la dependencia de cizalladura  $\tau$  con el desplazamiento relativo  $w(z)$ , que se define como la diferencia entre el desplazamiento de la inclusión y el desplazamiento del suelo:  $y_p(z) - y_s(z)$

El sistema no lineal compuesto por ecuaciones diferenciales (2.47) a (2.51) requiere, para su resolución, que se definan las condiciones de contorno.

- En el caso de un terraplén sometido a una carga uniforme en la cabeza, el factor de  $E_{QP}$  lo constituye la relación entre el área de sección de la inclusión y la zona de cuadrícula.
- En el caso de una losa de cimentación, el valor del factor  $E_{QP}$  se establece por el supuesto de que los asentamientos superficiales  $y_p(-hR)$  y  $y_s(-hR)$  son iguales,

cosa que se justifica por el hecho de que las deformaciones del elemento estructural (losa de hormigón) son insignificantes en comparación con las deformaciones del suelo.

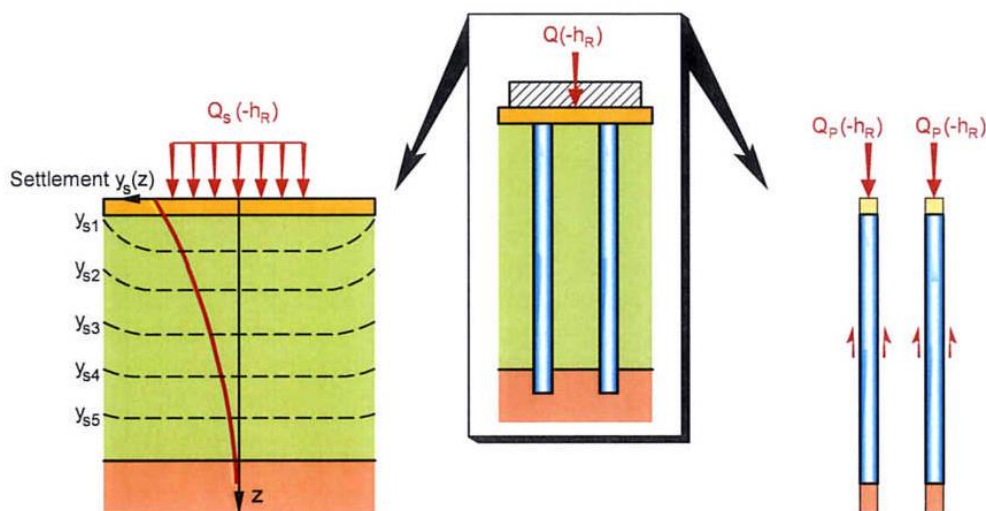
Como modelos de métodos analíticos pueden citarse:

- Combarieu (1990): Desarrollado en el apartado anterior
- Glandy y Fossard (2002)
- Simon (2010)

#### 2.2.6.1.1 Glandy y Fossard (2002)

Este problema se puede descomponer en dos dominios distintos :

- 1 ) El dominio " pilote " , integrado por las inclusiones y los volúmenes de suelo que amplían el pilote verticalmente hasta alcanzar el límite inferior o superior del modelo.
- 2 ) El dominio "suelo" , que sirve para complementar el dominio por encima de " pilote "



**Figura 2.45** / Descomposición del problema en dos dominios. Fuente: Glandy y Fossard 2002

La interacción entre el dominio "pilote" y el dominio "suelo" se supone que se ha descrito completamente por la tensión de cizalla  $\tau$  que se desarrolla a su límite vertical y por el esfuerzo vertical en la base del dominio pilote; se supone que estas interacciones pueden ser descritas por las correspondientes leyes Frank y Zhao aplicadas, teniendo en cuenta el desplazamiento relativo suelo-inclusión en todos los puntos (en lugar del desplazamiento absoluto para un pilote). Además, el método asume que el perfil de asentamientos en la parte inferior de la zapata es el mismo para ambos dominios. Este método requiere un cálculo iterativo con el fin de garantizar la coherencia de los cálculos realizados en cada dominio, desde el punto de vista de los asentamientos, así como fuerzas de interacción. Además, permite la estimación de un perfil de asentamientos a lo largo

del eje de la inclusión (dominio pilote) y en el dominio del suelo debajo de la zapata, dada una hipótesis inicial de distribución de carga vertical  $Q$  entre el dominio del suelo (fracción  $Q_s$ ) y los dominios de pilote ( $n$  fracción  $Q_p$ )

### 2.2.6.1.2 Simon (2010)

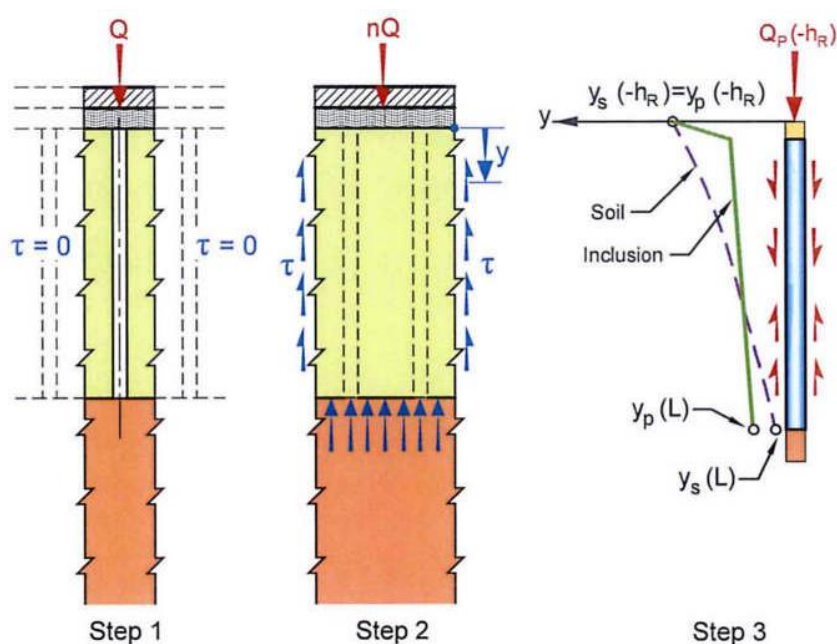
El proceso de modelado consiste en asimilar el volumen de suelo reforzado con inclusiones a un monolito homogéneo equivalente. Se llevan a cabo los siguientes análisis sucesivos:

- La interacción entre las inclusiones en el interior del volumen reforzado, con el fin de reestablecer las propiedades de este monolito homogéneo equivalente;
- A continuación, la interacción de este monolito con el suelo circundante.

El monolito estudiado en el presente documento es un prisma circunscrito a la zapata con el eje vertical principal y la misma área de sección transversal: incluye la plataforma de transferencia de carga, la capa de suelo reforzado por las inclusiones y la parte superior de la capa se empotran las inclusiones.

Este enfoque implica 3 etapas sucesivas, que se llevarán a cabo utilizando los métodos típicos utilizados para el diseño de cimentación profunda:

- Los métodos analíticos para el estudio de un pilote aislado, bajo carga vertical, con la ayuda de funciones de transferencia que determinan la fricción del eje y la movilización de los apoyos alrededor de la pila;
- modelos axisimétricos de elementos finitos.



**Figura 2.46** / Principio fundamental del protocolo de tres fases. Fuente: Simon 2010.

### Fase 1

El estudio del comportamiento, bajo la carga vertical distribuida, de una celda básica sin ninguna interacción con la zona circundante, sirve para establecer la elevación del plano horizontal por debajo de la punta de la inclusión dónde el asentamiento del suelo es uniforme (plano inferior neutro).

El asiento medio entre la cara superior de la celda (debajo de la zapata), y este plano inferior permite calcular el módulo equivalente aparente de deformación  $E^*$  de la celda unitaria bajo la carga vertical

### Fase 2

Estudio del monolito vertical con módulo  $E^*$  asimilado a un pilote aislado interactuando con el dominio (no reforzado) de suelo circundante, expuesto a una fuerza vertical  $Q$ , el cual determina el perfil  $y_s(z)$  del asiento medio del monolito, lo que representa la movilización de la fricción en el perímetro del monolito.

El asiento de la parte superior  $y_s(-H_R)$  sigue siendo inferior que el asiento de la celda estudiada durante la fase 1. como resultado de la difusión de tensión a través de la fricción del bloque con el suelo circundante

### Fase 3

La curva de carga de una inclusión suponiéndola aislada (incluyendo la transferencia de carga) en un bloque de suelo sometido a un asiento impuesto  $y_s(z)$  permite establecer la carga  $Q_p(-H_R)$  aplicada a la cabeza de este pilote con el fin de obtener una solución igual a  $y_s(-H_R)$ . Según este cálculo, la fricción del eje en cualquier punto de la inclusión está correlacionada con el desplazamiento relativo  $[y_p(z) - y_s(z)]$  a la misma profundidad. Esta carga  $Q_p(-H_R)$ , determina la distribución de las fuerzas axiales  $Q_p(z)$  en la inclusión real.

Conociendo el esfuerzo vertical a cualquier profundidad en el monolito (Fase 2) y la fuerza axial en el dominio de la pila (Fase 3) se permite el cálculo de la tensión media en cualquier punto del dominio del suelo y la verificación de la consistencia de estos resultados (plataforma de transferencia de carga y rozamiento negativo).

#### 2.2.6.2. MODELOS NUMÉRICOS UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS

Los métodos de elemento finitos y de diferencias finitas son los más extendidos para la resolución de ecuaciones mecánicas que implican medios continuos.

Ambos métodos se basan en una discretización del modelo de estudio. Sobre la base de modelos constitutivos de los suelos y los diversos materiales de los componentes que se

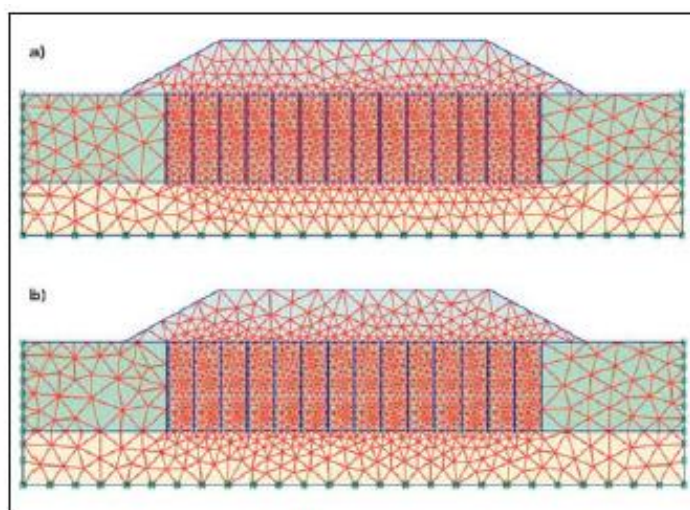
encuentran en este modelo, estos métodos permiten simular el comportamiento del medio discretizado en términos de tensiones y deformaciones bajo el efecto de cargas.

Además, estos tipos de métodos conducen a una verificación de los criterios de capacidad y estabilidad para la zona modelada.

El resultado obtenido a través de estos métodos obtiene una solución aproximada cuya exactitud depende de:

- El modelo de las leyes constitutivas de materiales e interfases;
- Discretización, siendo esta más fina cuanto mayores sean las variaciones del campo;
- El tipo de elementos adoptado (número de nodos) y las leyes de interpolación incorporadas en cada elemento (lineal vs. cuadrática);
- El uso de las interfases entre los elementos estructurales y el suelo con el fin de permitir la integración de los fenómenos de interacción suelo / estructura;
- Las condiciones de contorno.

Son diversos los autores que han llevado a cabo estudios en este campo (Bourgeois et al 2006, Cartiaux et al 2007, Hassen et al 2009, Gómez R y Melentijevic S. 2014 )



**Figura 2.47 / Modelización de terraplén en deformación plana**

a) comportamiento equivalente a flexión ( $e=0,15m$ ) b) comportamiento equivalente a axil ( $e=0,05m$ ). Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

### 2.2.6.2.1. Ventajas del modelo bidimensional

Estas herramientas permiten simular estructuras complejas (en términos de geometría y comportamiento); Además, los problemas imposibles de resolver analíticamente se pueden resolver de manera completa.

En comparación con los métodos simplificados, el modelado numérico en un medio continuo tiene en cuenta la configuración completa de la masa de suelo, las inclusiones rígidas y las interfases entre los diversos componentes. Este tipo de modelado conduce al cálculo de desplazamientos, tensiones y deformaciones para cada elemento.

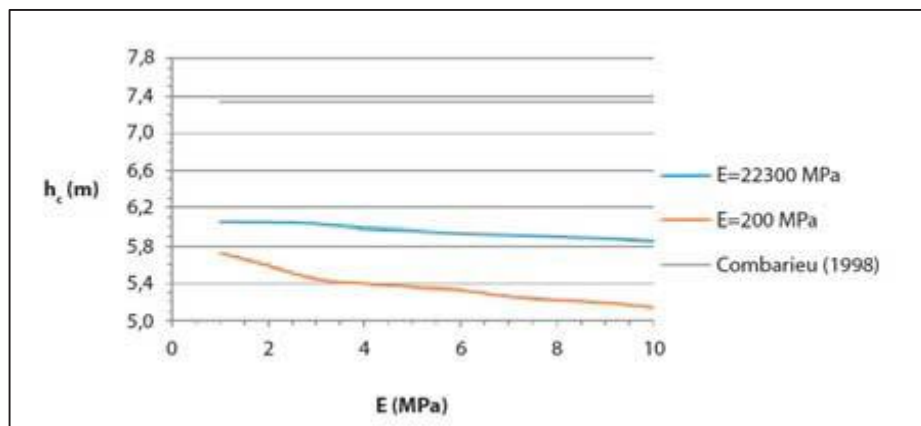
Estos métodos generan, un amplio conocimiento del comportamiento de las diferentes capas de los suelos, así como de las inclusiones, las interacciones entre los diversos componentes y la la estructura, además de un conjunto de simulaciones pertinentes del rendimiento global de la estructura.

También son beneficiosos para la realización de estudios paramétricos que demuestran la sensibilidad de un parámetro dado como.

Por ejemplo, si bien la profundidad del punto neutro ( $h_c$ ), según Combarieu no depende del módulo de deformación del suelo blando, Gómez R. y Melentijevic S (2014) realizaron un estudio mediante modelo axisimétrico, mediante el que se verifica que esta profundidad varía con el módulo de deformación del suelo blando y el módulo de deformación de la inclusión.

Para los dos casos analizados se aprecia que el punto neutro está a mayor profundidad a medida que el módulo de deformación del suelo blando disminuye. Además se observa que la variación es mayor cuando la rigidez de la inclusión disminuye.

En los dos casos la profundidad es menor que la determinada por Combarieu siendo más cercana cuando el módulo de deformación de la inclusión es mayor.



**Figura 2.48** / Variación de la profundidad del punto neutro en función del módulo de deformación del suelo blando. Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

#### 2.2.6.2.2. Limitaciones del modelo bidimensional

Actualmente, se utilizan los modelos estructurales en 2D, ya sean modelos de deformación plana o modelos axisimétricos.



En los modelos de simetría axial, la rejilla de inclusiones en la parte central del terraplén se modela mediante la transformación de la zona de influencia de la inclusión, ya sea rectangular o cuadrada, en un círculo. Con este tipo de configuración, tan sólo es posible modelar una célula de una sola unidad que se encuentra ya sea cerca del eje de terraplén o en el centro de una losa de cimentación.

El análisis axisimétrico sólo puede, estrictamente hablando, proporcionar un modelo de la malla central en el eje terraplén; el terraplén en sí se supone también que es simétrico.

Para una losa, el interior de la losa lejos de los bordes pueden ser modelado, siempre que la carga sea uniforme a través de la cuadrícula.

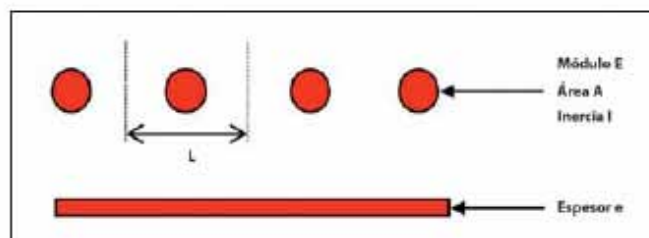
En los modelos de deformación plana, la respuesta completa de todo el terraplén o losa sobre el suelo reforzado por las inclusiones rígidas se puede obtener a través de amplias simplificaciones relativas a la geometría de la inclusión rígida. Si bien la hipótesis 2D es válida para la misma, ya no es aceptable cuando se añaden las inclusiones rígidas al terraplén. La inclusión 3D debe entonces ser transformado en una placa "equivalente" 2D.

Una losa de cimentación también puede mostrar un comportamiento más cerca de una representación 3D de un comportamiento 2D, en cuyo caso el modelo se desvía significativamente de la realidad ya que el espacio computacional sigue siendo bidimensional.

Con el fin de representar la totalidad del terraplén, las inclusiones rígidas necesitan ser modelada en la forma de "paredes" o placas con una EA rigidez equivalente con respecto a la fuerza normal y un EI equivalente con respecto a la rigidez a la flexión, a la vez que se debe verificar que la fricción lateral desarrollado en contra de este plano y las fuerzas transmitidas a la cabeza y la base de la placa son comparables a las fuerzas reales aplicadas a las inclusiones (Gómez R y Melentijevic S. 2014).

$$Axil \ E \cdot A = E \cdot e \cdot L$$

(2.53)



$$Flexión \ E \cdot I = E \cdot 1/12 \cdot e^3 \cdot L$$

(2.54)

**Figura 2.49** / Transformación para la modelización. Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014



El ancho "muro", tanto en la cabeza como en la base tiene que ser adaptado con el fin de mantener el radio de tratamiento y por lo tanto, modelar correctamente la fuerza en la cabeza y la base de la inclusión.

Así pues, el modelo de deformación plana ofrece una aproximación aceptable para el diseño de inclusiones bajo terraplenes. Sin embargo, se adapta mal para la verificación de las tensiones desarrolladas en la plataforma de transferencia de carga en la parte superior de las inclusiones, así como tensiones y momentos en losas de cimentación.

### 2.2.6.2.3 Consideraciones de modelado

#### Límites geométricos

Los límites geométricos se eligen de manera que no influyan en los resultados del cálculo.

Los límites geométricos verticales del modelo deben ser colocados a una distancia tal que los desplazamientos y tensiones provocadas por las cargas se mantendrán insignificantes con respecto a estos límites. Para una estructura perfectamente simétrica (tanto desde un punto de vista geométrico como mecánico) con cargas simétricas, sólo es necesario modelar la mitad de la estructura.

Los límites geométricos horizontales se eligen para tener en cuenta el perfil geológico en el caso de un sustrato rígido o una capa de suelo poco profunda rígida. En las configuraciones clásicas, las inclusiones rígidas pasan a través de una capa de terreno blando y se apoyan en una capa más rígida. En caso de no esté apoyada en un sustrato rígido, entonces sería necesario extender el modelo debajo de la punta en un espesor de suelo suficiente para despreciar las tensiones debidas a las carga de la estructura en profundidad, así como las tensiones en la punta de las inclusiones en profundidad.

#### Condiciones de contorno

En un modelo axisimétrico, el desplazamiento horizontal es, por definición, igual a cero en el eje de modelo y el borde exterior del modelo.

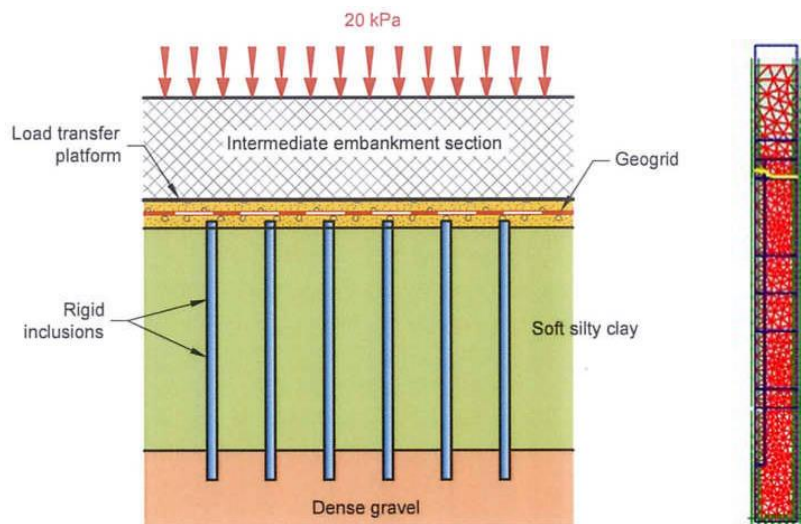
En el caso de un modelo de deformación plana, a menudo pero no siempre, se impone un desplazamiento horizontal igual a cero en los límites verticales del modelo. Cuando el problema es simétrico ,por ejemplo, en deformación plana, el desplazamiento horizontal es, por definición, igual a cero en el plano vertical de simetría.

Para ambos modelos, se impone un desplazamiento vertical y horizontal cero en el límite horizontal inferior.

- Modelo axisimétrico

### Terraplén

Lejos del extremo del terraplén, puede considerarse el siguiente modelo (Fig.2.50).

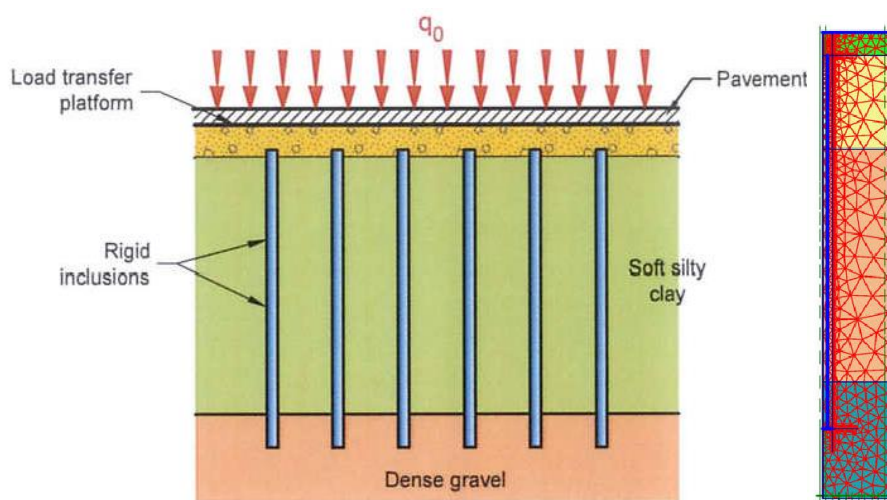


**Figura 2.50** / Esquema de refuerzo de suelos in situ por medio de inclusiones rígidas (caso terraplén) y célula básica. Fuente: Hassen et al 2009

### Losa de Cimentación

Un modelo axisimétrico sólo puede representar la malla central de una red de inclusiones rígidas; este modelo está especialmente adaptado a las cargas de superficie uniforme.

El radio R del modelo equivalente es elegido para representar el área de una celda unidad, siempre que las proporciones de esta zona son similares a las de un cuadrado



**Figura 2.5.1** / Esquema de refuerzo de suelos por medio de inclusiones rígidas (losa) y célula básica

Fuente: Hassen et al 2009

- **Modelo de deformación plana**

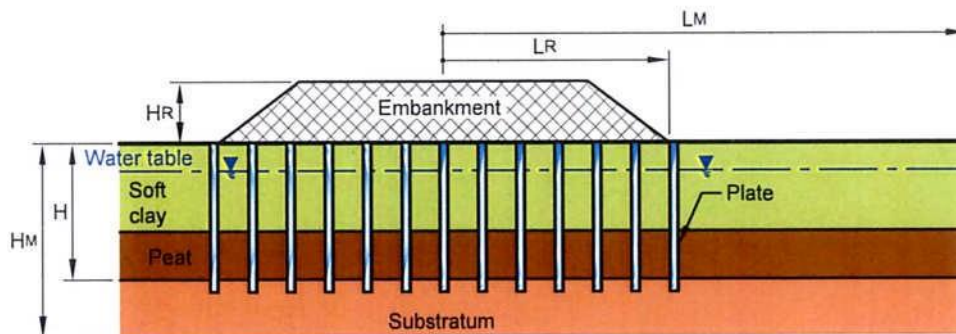
Los requisitos específicos para este tipo de modelo se detallaron anteriormente. Otros requisitos basados en la geometría que también deben ser tomados en consideración son los siguientes:

- Ancho de la media-modelo de tal manera que  $LM - LR > 2 H$ ;
- Profundidad del modelo tal que  $HM > 3LR$

Además, con respecto a la influencia de las puntas de inclusión rígidas, los siguientes valores máximos serán adoptados por debajo de las puntas:

- 10 veces el diámetro de la punta;
- veces la anchura de la balsa equivalente al grupo de inclusiones.

En todos los casos, es necesario verificar que los resultados obtenidos no están influenciados por las dimensiones de modelo seleccionados.



**Figura 2.52** / Criterios geométricos para el modelos de deformación plana de un terrellén sobre inclusiones rígidas. Fuente: Hassen et al 2009

#### 2.2.6.2.4 Comportamiento del terreno bajo el volumen reforzado

El modelo axisimétrico de una celda unidad hace referencia al caso de una carga uniforme sobre una gran área extendida. Se supone implícitamente que se produce difusión de carga fuera del volumen del modelo.

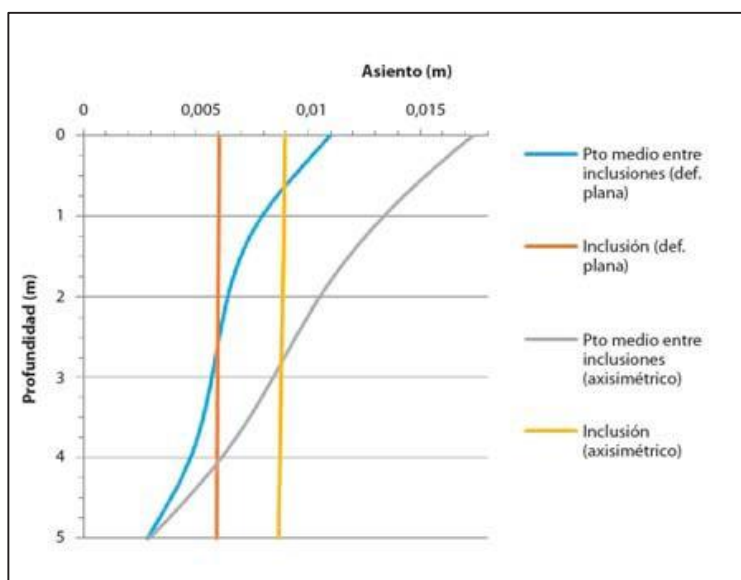
Entre la punta de la base de la inclusión y la base del modelo, debe situarse un plano neutro horizontal donde la distribución de tensiones es uniforme en todo el modelo (el plano inferior neutral de la igualdad de asentamientos)

Es necesario examinar la cantidad de asiento causados por esta tensión uniforme en el volumen de suelo situada por debajo de este plano neutro de igual asentamiento.

Si estos asentamientos no son insignificantes, su estimación puede requerir un modelo específico distinto del modelo axisimétrico de la celda unitaria.

Simplemente extender el modelo de celda unidad es sin duda un enfoque pesimista ya que ninguna difusión lateral de la carga se le permitiría intervenir. El asentamiento calculado resultante sería entonces un límite superior del asiento total bajo la estructura.

Una opción consiste en estimar los asentamientos de una base ficticia de las mismas dimensiones que la estructura en sí, que ha sido rebajado al nivel del plano neutro posicionado debajo de las puntas de inclusión y cargado con la tensión media de la estructura. Por tanto, el asiento total de la superficie es la suma del asiento de la celda unidad (con el modelo limitado al plano neutro debajo de la punta de la inclusión), además del asiento de la cimentación ficticia



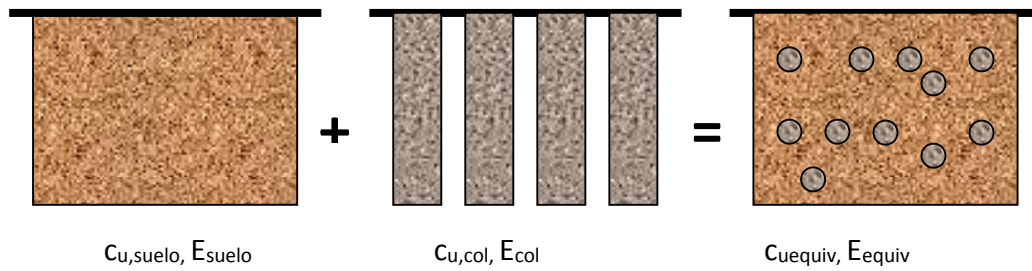
**Figura 2.53** / Asientos en profundidad modelización con elementos finitos en deformación plana y axisimétrica. . Fuente: Gómez R y Melentijevic S. 2014

### 2.2.6.3. MÉTODOS BASADOS EN HOMOGENEIZACIÓN

Los métodos de homogeneización son aplicables en los casos en los que las cargas son exclusivamente verticales y consiste en el modelado del comportamiento de una celda unitaria incluyendo una inclusión típica junto con los volúmenes de terreno y de transferencia de carga asociados para luego sustituirlo por un material único y homogéneo, con características escogidas de tal manera que produzcan resultados similares a los del primer modelo.

Esta equivalencia se logra definiendo un módulo de deformación aparente  $E^*$  del material homogéneo que proporciona una solución equivalente promedio en la superficie del modelo.

Este enfoque reduce la complejidad del modelo, mientras que describe el comportamiento completo de la estructura.

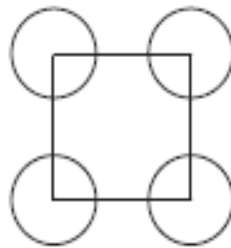


**Figura 2.54** / Modelo de suelo equivalente. Fuente: Elaboración propia

Si bien estos métodos se pueden aplicar según las consideraciones de inclusiones rígidas, son los criterios clásicos de los sistemas de Deep soil Mixing y es el empleado en el Método 2 del DIT 576/11.

Por tanto, en este apartado expondremos los criterios de cálculo de los sistemas de DSM pero con ciertas precauciones y/o limitaciones ya que, al tratarse de elementos de mucha más rigidez, los criterios de homogeneización no se pueden aplicar de manera directa.

Las características del terreno equivalente dependen del coeficiente de tratamiento  $\alpha$ , esto es, la relación de áreas que representa el suelo mejorado respecto al área total del terreno no mejorado (Broms B 2004).



$$\alpha = \frac{A_{coi}}{A_{total}} \quad (2.55)$$

**Figura 2.55** / Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas. Fuente: DIT 576/11

Los parámetros geomecánicos más importantes del diseño son la resistencia a corte sin drenaje y el módulo de deformación del suelo natural y de las inclusiones.

$$C_{u,equiv} = C_{u,suelo}(1 - \rho) + C_{u,mix}\rho \quad (2.56)$$

Donde;

$C_{u,equi}$  Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente

$C_{u,suelo}$  Resistencia a corte sin drenaje del suelo natural, obtenido del Estudio geotécnico.

$C_{u,mixpile}$  Resistencia a corte sin drenaje de la columna . Podemos obtenerla a partir de los valores de resistencia a compresión simple mediante la siguiente expresión:

$$C_{u,mixpile} = \frac{q_{u,mixpile}}{2} \quad (2.57)$$

Donde;

$q_{u,mixpile}$  Resistencia a compresión simple de la inclusión

Para el diseño de las columnas DSM de forma habitual se asume un valor de resistencia al corte sin drenaje de  $c_u=0,5 \cdot q_u$  . Sin embargo, Broms(2004) afirma que este valor puede ser muy alto cuando el suelo estabilizado no está completamente saturado.

Topolnicki(2004) presenta una serie de correlaciones para suelos tratados con cemento por el método húmedo que dependerán de la resistencia a compresión simple alcanzada  $c_u=(0,4-0,5)q_u$  para  $q_u < 1\text{MPa}$ ;

$c_u=(0,3-0,35)q_u$  para  $q_u=(1-4)\text{MPa}$

$c_u=0,2q_u$  para  $q_u > 4\text{MPa}$ .

$$E_{equi} = E_{suelo}(1 - \rho) + E_{mixpile}\rho \quad (2.58)$$

Donde;

$E_{equi}$  Módulo de deformación del suelo equivalente.

$E_{suelo}$  Módulo de deformación del suelo natural, obtenido de Estudio Geotécnico o por correlaciones en la tabla D.23 del CTE DB-SE-C

$E_{mixpile}$  Módulo de deformación del pilote Mixpile®.

Para el módulo de elasticidad de las columnas existen muchas correlaciones empíricas mediante la resistencia a compresión simple. Fliz y Navin(2006) aconsejan una relación para el método húmedo de  $E=300q_u$ , pero puede variar entre  $150-1000q_u$

Vamos a señalar que no es posible que las inclusiones rígidas utilizar el mismo procedimiento de homogeneización que el aplicado en el diseño de proyectos de DSM,

debido al diferencial de deslizamiento en la interfase suelo / inclusión, lo que requiere la introducción de un coeficiente de corrección, es decir:

$$E.A^*=(E_p A_p / \beta + E_s A_s) / A \quad (2.59)$$

Las comparaciones entre los dos métodos han demostrado que este factor  $\beta$  podría fácilmente exceder de 10 en algunos casos.

## 2.3 AVANCES EN EL SISTEMA DE MEJORA DE TERRENO MEDIANTE DSM

Los sistema de mejora mediante DSM no han experimentado grandes avances en cuanto a lo que en métodos de cálculo se refiere, empleándose para ello los métodos de homogeneización que acabamos de exponer.

Si que está siendo, sin embargo, fruto de un gran número de investigaciones, el material suelo-cemento resultante de la mezcla de la lechada de cemento con el terreno natural, debido al gran número de parámetros que pueden influir en las características del mismo.

### 2.3.1. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA COLUMNAS DSM

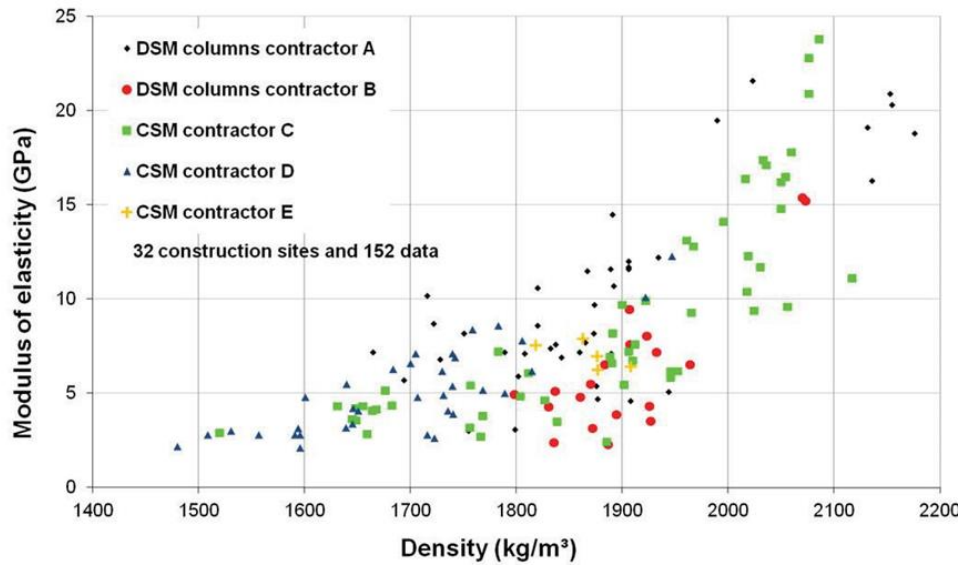
El Instituto de Investigación de la construcción belga (BBRI) inició en el 2009 una investigación acerca de la ejecución, diseño y ensayos de sistemas de DSM en Bélgica. Con el propósito de investigar la tecnología DSM y su aplicabilidad en los diversos suelos belgas, se desarrolló el proyecto 'Soil Mix' en colaboración con la Universidad Católica de Lovaina y la Asociación Belga de empresas de cimentaciones (ABEF).

A continuación se exponen las principales conclusiones obtenidas acerca de las características del material DSM

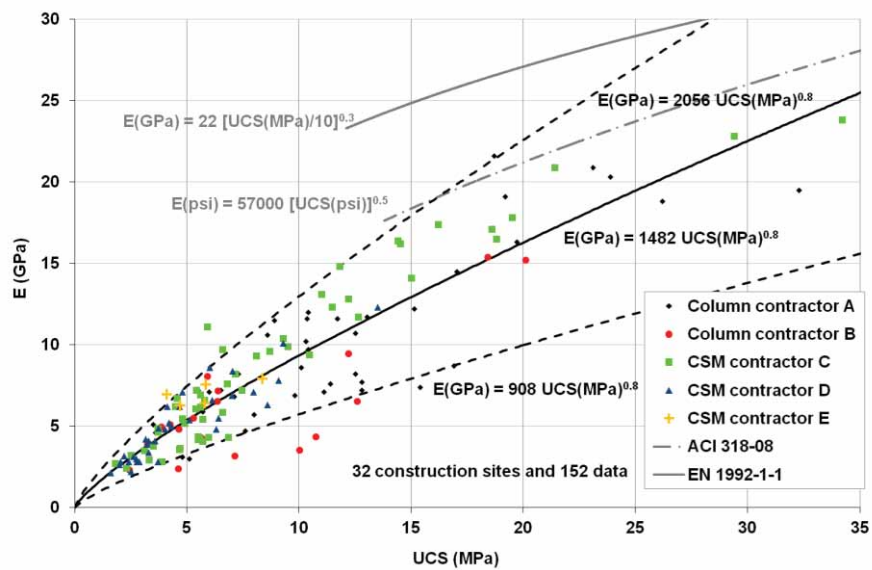
#### 2.3.1.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

El módulo de elasticidad E se determina de una manera tangencial variando la carga aplicada, entre 10% (UCS a10%) y 30% (a30% UCS).

$$E = \frac{\sigma_{30\%UCS} - \sigma_{10\%UCS}}{\varepsilon_{30\%UCS} - \varepsilon_{10\%UCS}} \quad (2.60)$$



**Figura 2.56** / Correlación entre  $E$  y la densidad de las muestras. Fuente: Denies et al 2013



**Figura 2.57** / Relación entre  $E$  y el UCS. Fuente: Denies et al 2013

El mejor ajuste se corresponde con :

$$E = 1482 \text{ UCS}^{0.8}$$

Estas estimaciones son válidas para el rango  $1,5 \text{ MPa} < \text{UCS} < 35 \text{ MPa}$ .



Parameter	Empirical relationships
Age of the specimen (days)	$UCS_{28 \text{ days}} = 2.0 UCS_{4 \text{ days}}$ $= 1.4 - 1.5 UCS_{7 \text{ days}} \text{ (silt and clay)}$ $= 1.5 - 2.0 UCS_{7 \text{ days}} \text{ (sand)}$ $UCS_{56 \text{ days}} = 1.4 - 1.5 UCS_{28 \text{ days}} \text{ (silt and clay)}$
Coefficient of variation (%)	$COV = 20 - 60$ $= 30 - 50 \text{ (usually)}$
Shear strength (MPa)	$= 0.40 - 0.50 UCS \text{ for } UCS < 1 \text{ MPa}$ $= 0.30 - 0.35 UCS \text{ for } 1 < UCS < 4 \text{ MPa}$ $= 0.20 UCS \text{ for } UCS > 4 \text{ MPa}$
Tensile strength (MPa)	$T_a = 0.08 - 0.15 UCS \text{ with a maximal value of } 0.2 \text{ MPa}$
Secant modulus of elasticity (50% UCS) (MPa)	$E_{50} = 50 - 300 UCS \text{ for } UCS < 2 \text{ MPa}$ $= 300 - 1000 UCS \text{ for } UCS > 2 \text{ MPa}$
Elongation at maximal force (%)	$\epsilon_u = 0.5 - 1.0 \text{ for } UCS > 1 \text{ MPa}$ $= 1.0 - 3.0 \text{ for } UCS < 1 \text{ MPa}$
Poisson ratio (-)	$\nu = 0.25 - 0.45$ $= 0.30 - 0.40 \text{ (usually)}$

**Tabla 2.9** / Relación entre UCS, cortes y fuerzas. Fuente: Topolnicki y Trunck 2006

### 2.3.1.2. RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (UCS)

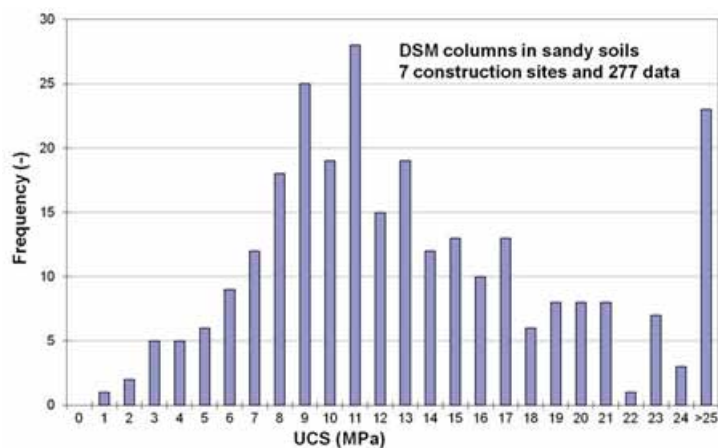
Las figuras 2.7. / 1 a 2.7. / 6 muestran los histogramas de los resultados de los ensayos de rotura a compresión simple en función del tipo de suelo y de la técnica de ejecución.

	Sandy soils		Silty soils		Clayey soils	
	DSM columns	CSM systems	DSM columns	CSM systems	DSM columns	CSM systems
Minimal UCS	1.32 MPa	1.28 MPa	0.93 MPa	0.66 MPa	0.44 MPa	0.65 MPa
Maximal UCS	39.90 MPa	32.07 MPa	31.17 MPa	12.63 MPa	33.23 MPa	12.69 MPa

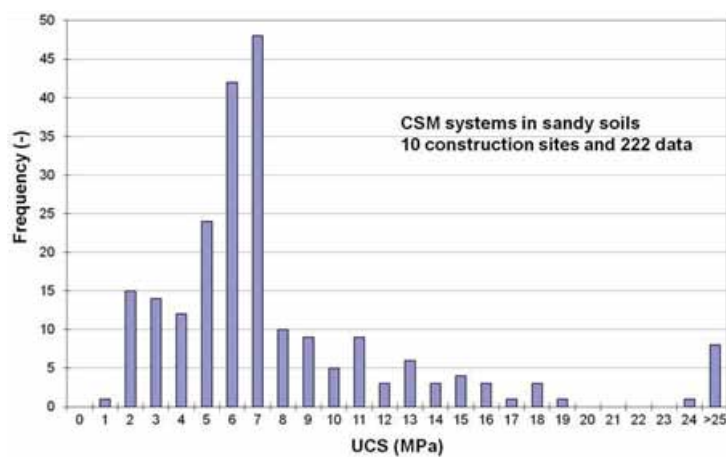
**Tabla 2.8** / Valores máximos y mínimos de UCS. Fuente: Denies et al 2013

Basándonos en los resultados anteriores, se pueden extraer las siguientes tendencias:

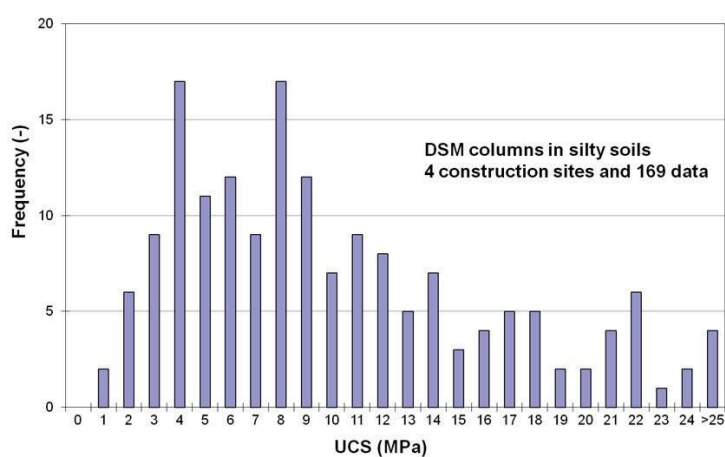
- Los valores de UCS en suelos arenosos, son mayores que los valores de UCS en suelos limosos y arcillosos;
- Los valores de UCS de CSM son generalmente más pequeños que los valores de UCS de columnas DSM;
- La variabilidad de los resultados UCS es menor para los sistemas de CSM que para las columnas de DSM



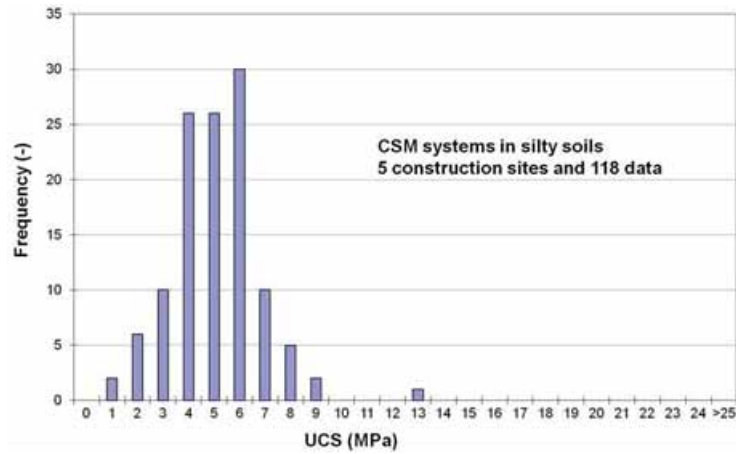
*Figura 2.58 / Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos arenosos.*



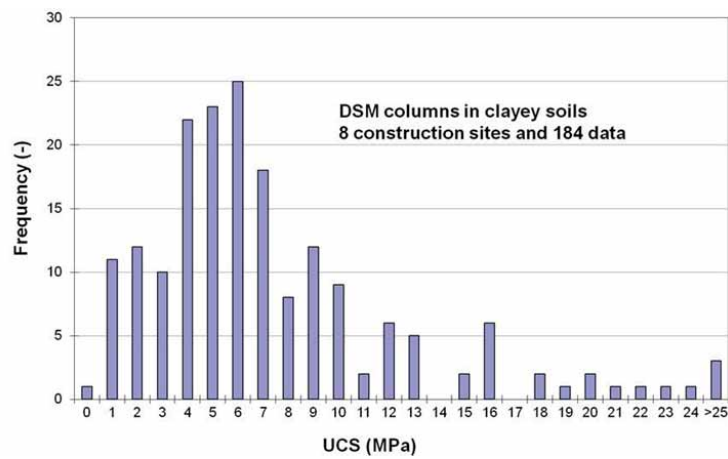
*Figura 2.59 / Histograma de los resultados UCS de los sistemas CSM para terrenos arenosos.*



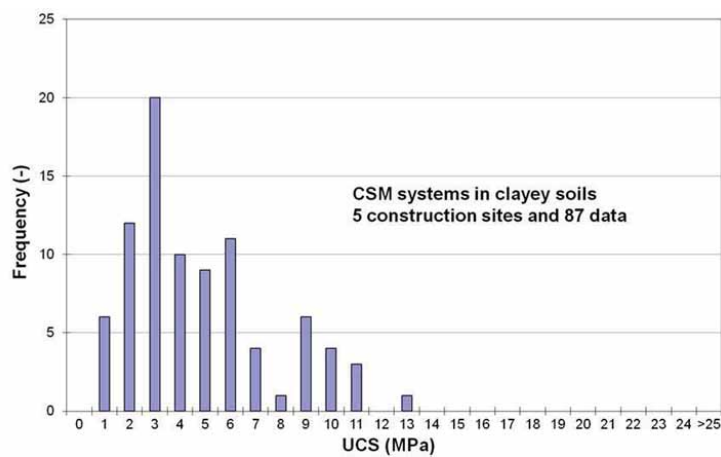
*Figura 2.60 / Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos limosos.*



**Figura 2.61** / Histograma de los resultados UCS de los sistemas CSM para terrenos limosos.



**Figura 2.62** / Histograma de los resultados UCS de las columnas DMS para terrenos arcillosos.



**Figura 2.63** / Histograma de los resultados UCS de los sistemas CMS para terrenos arcillosos.

### 2.3.2. VALOR CARACTERÍSTICO UCS DE MATERIAL DSM

Elementos tales como pilotes, muros pantalla y otros elementos de cimentación sólo se ejecutan con componentes estandarizados y totalmente controlables (Topolnicki y Pandrea, 2012).

El procedimiento de diseño para el material DSM es muy diferente ya que el suelo existente se utiliza como un componente esencial del producto final. Por otra parte, la resistencia característica no sólo depende del tipo de suelo sino también de la cantidad y tipo del aglutinante, etc. Denies et al. (2012b) y Topolnicki y Pandrea (2012), determinan la resistencia característica sobre la base de un conjunto de datos de valores de UCS de muestras de DSM.

Denies et al. (2012b) ofrece un enfoque para determinar el valor característico que utiliza el valor UCS medio del conjunto de datos en combinación con un factor de seguridad. Este método se describe con más detalle por Topolnicki y Pandrea (2012), ya que tiene enfoques de diseño formalizado desarrollados en Japón y Alemania. El valor característico  $f_c$  se calcula luego como:

$$F_c = \alpha q_{uf} \quad (2.61)$$

Donde;

$q_{uf}$  Es el valor de prueba de campo

$\alpha$  Factor de seguridad ( $\alpha < 1$ )

En Alemania, las características del valor UCS, están definidas a partir del valor mínimo de los siguientes parámetros:

$$f_c = \min \begin{cases} f_{m,min} \\ \alpha f_{m,mittel} \\ 12 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donde  $f_{m,min}$  es el valor mínimo de UCS y  $f_{m,mittel}$ , la media aritmética de UCS de al menos 4 muestras.  $\alpha$  es igual a 0,6 para  $f_{c,k} < 4$  MPa y 0,75 para  $f_{c,k} = 12$  MPa

	<i>For</i> $\alpha=0.6$	<i>For</i> $\alpha=0.75$
With 3D analysis		
<b>Cumulated safety factor</b>	<b>2.94</b>	<b>2.35</b>
Permanent actions ( $\gamma_G=1.35$ )		
<b>Equivalent global safety factor</b>	<b>3.97</b>	<b>3.18</b>
Variable actions ( $\gamma_Q=1.50$ )		
<b>Equivalent global safety factor</b>	<b>4.41</b>	<b>3.53</b>
Without 3D analysis		
<b>Cumulated safety factor</b>	<b>4.20</b>	<b>3.36</b>
Permanent actions ( $\gamma_G=1.35$ )		
<b>Equivalent global safety factor</b>	<b>5.67</b>	<b>4.54</b>
Variable actions ( $\gamma_Q=1.50$ )		
<b>Equivalent global safety factor</b>	<b>6.30</b>	<b>5.04</b>

**Figura 2.64 /** Factores de seguridad acumulados sobre el  $F_{m.mittel}$  y factor de seguridad equivalente global. Fuente: DIN 4093 (2012)

Con el fin de obtener el valor de diseño, tanto el enfoque alemán como el japonés, consideran factores de seguridad, globales o parciales, aplicados al valor característico:

$$f_{c,d} = \frac{f_c}{F_s} \quad (2.62)$$

Donde;

$f_{c,d}$  Es el valor de diseño

$F_s$  Es el factor de seguridad ( global o parcial)

Por otra parte, si los cálculos de diseño para tensiones de compresión y de cizallamiento se llevan a cabo de manera independiente y por separado (es decir, sin análisis 3D), la tensión de compresión máxima permitida es de  $0,7 \times f_{c,d}$  y el esfuerzo cortante máximo permitido es  $0,2 \times f_{c,d}$  (Topolnicki y Pandrea , 2012).

### 2.3.3. PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN LA UCS

Las características del material Deep Mixing, en particular la homogeneidad y la continuidad, son cada vez más estudiadas. Igualmente, están en desarrollo varios métodos de predicción de la resistencia del material.

Babasaki y al. 1996, citan factores que influyen en la resistencia del material: las características del suelo encontrado, el amasado y las condiciones de curado. Porbaha y al. 2000, afirman que la resistencia del suelo tratado con cemento aumenta con el paso

del tiempo, del mismo modo que con un hormigón. Numerosos estudios han sido llevados a cabo para proponer las fórmulas en lo que concierne a la predicción de la resistencia del material. Bruce 2001, y Topolnicki 2004, han propuesto relaciones entre el aumento de resistencia y la naturaleza del suelo a tratar, así como los rangos de resistencia alcanzables para estos mismos suelos a los 28 días.

Si bien para los hormigones se han establecido leyes que establecen el desarrollo de la resistencia como dependiente únicamente de la relación agua/cemento de la mezcla estudiada, estas leyes han sido ensayadas sobre el Soil-Mixing, demostrando ser insuficientes.

Se han propuesto otras fórmulas, teniendo en cuenta el cemento, el agua y / o el contenido en finos del suelo tratado. Sin embargo, todavía no existe una fórmula siempre aplicable para estimar la resistencia del material y la integración de todos los factores que deberían tenerse en cuenta (CDIT,2002), porque a día de hoy, no existe ninguna norma internacional para la preparación de las muestras de suelo tratados en laboratorio, (Kitazume y al., 2009). Además, ciertas fórmulas no se pueden aplicar a un sitio particular, mientras que otras pueden ser aplicadas que a ciertos suelos.

Szymkiewicz (2013) presenta los resultados de un estudio paramétrico exhaustivo haciendo hincapié sobre la resistencia del material Deep Mixing, cuyas principales conclusiones presentamos a continuación

### **Efecto del cemento y de los finos sobre la resistencia de los suelos granulares no plásticos**

Consoli et al. (2010), han propuesto la siguiente función como la mejor adaptada a la relación experimental entre la resistencia a la compresión simple, y la dosificación de cemento (C).

$$q_u = a \times C^b \quad (2.63)$$

Donde;

- a Es un parámetro expresado en kPa
- b Es un parámetro sin dimensión.

Szymkiewicz et al. (2012), han observado que los parámetros experimentales a y b son función, al cabo de siete días de cura, del parámetro C63, que representa el porcentaje de finos en el suelo. Así, han propuesto una fórmula para predecir la resistencia del material Deep Mixing constituido por un suelo no plástico y cemento, conociendo el C63 del suelo, la dosificación de cemento C (%), y los contenidos de agua inicial y final  $w_i$  y  $w_f$  del material. Como los resultados in situ y los conseguidos en laboratorio son muy similares en el caso de suelos granulares, la fórmula puede aplicarse directamente.

$$q_{u28} = \frac{w_f}{w_i} \cdot 64.032 \cdot C^{1.777-0.171 \ln C_{63}} \cdot C_{63}^{0.544} \quad (2.64)$$

$$w_f = \frac{\rho_{sol} \cdot \frac{w_i}{w_i+1} - k \cdot \frac{C}{1000}}{\rho_{sol} \cdot \frac{1}{w_i+1} + (1+k) \cdot \frac{C}{1000}} \quad (2.65)$$

Donde:

$q_{u28}$ : Resistencia a compresión simple a 28 días

$w_f$ : Porcentaje final de agua

$w_i$ : Porcentaje inicial de agua

C: Consumo de cemento

$C_{63}$ : Porcentaje de finos

$k = 0.23$

### Efecto del cemento, del agua y de las finas sobre la resistencia de los suelos plásticos

Sin embargo, para los suelos coherentes, es decir arcillosos o limosos, no es tan simple de analizar la influencia del cemento y de los finos.

En primer lugar, el contenido de agua necesaria para conseguir un material auto-compactante es muy variable cuando las partículas de arcilla están presentes en el suelo. Por otro lado, el dominio óptimo de trabajabilidad del material Deep Mixing, definido por Szymkiewicz et al. (2012), como el contenido de agua comprendido entre los límites líquido y plástico del suelo tratado es muy débil en el caso de un suelo no plásticos, para los suelos plásticos tratados, puede ser muy importante. Además, el dominio de trabajabilidad de los suelos evoluciona en función de la cantidad de cemento añadida y del tipo de suelo encontrado.

Además, los suelos plásticos presentan una cohesión a tener en cuenta, pues esto implica una ganancia de resistencia adicional. Los resultados muestran que, para una dosificación de cemento constante, los suelos tratados formados por arena al 75% por partículas finas al 25% son más resistentes que los suelos puros tratados. Esto puede explicarse en parte por una optimización de la distribución granulométrica, lo que aumenta la densidad del material.

Sin embargo, las partículas plásticas también suponen un aumento de la resistencia del material, debido a la aportación de cohesión.

Los resultados muestran que esta resistencia suplementaria debida a esta cohesión disminuye con el aumento de la cantidad de cemento. Entre 210 y 320 kg/m<sup>3</sup> de cemento, las partículas de arcilla dejan de tener un efecto beneficioso sobre la resistencia y pueden empezar a ser consideradas como un agente contaminante.

Sin embargo, la función que relaciona la resistencia a compresión simple de los suelos no plásticos también se puede expresar como una función de potencia: el parámetro  $b$ , definido anteriormente, disminuye a medida que el porcentaje de finos en el suelo aumenta, como para un suelo no plástico, hasta que alcance el valor 1. A partir de ahí, la relación se convierte en lineal, según la forma:

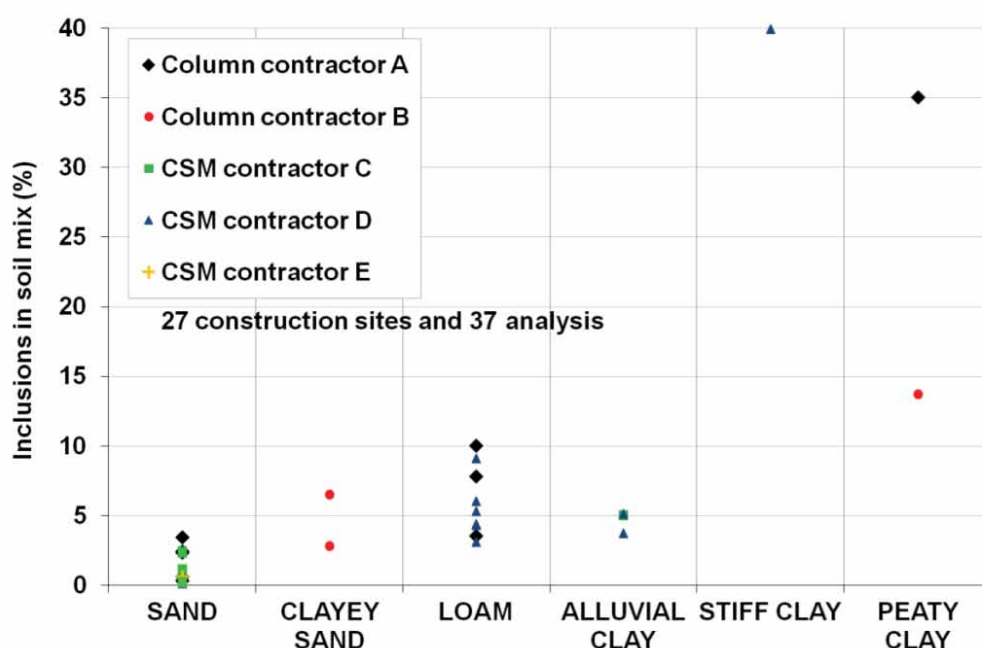
$$q_u = c + a \times C^b \quad (2.66)$$

con  $b$  siempre igual a 1, y  $a$  y  $c$  como los parámetros experimentales expresados en kPa.

Los parámetros  $c$  varían en función de la naturaleza del suelo, así como con el tiempo de curado. Sin embargo, no puede ser propuesta ninguna relación. El contenido inicial de agua del material parece no influir en el parámetro  $c$ .

#### 2.3.4. INFLUENCIA DE LAS INCLUSIONES DE SUELO

Debido al procedimiento específico DSM, las inclusiones de suelo sin mezclar son inevitables. Una metodología teniendo en cuenta la tesis de las inclusiones fue desarrollado e ilustrado por Denies et al. (2012c) y se detalla en Ganne et al. (2011 y 2012).



**Figura 2.65** / Porcentaje de inclusiones de suelo en material de DSM. Fuente: Denies et al. (2012b)



La cantidad de inclusiones de suelo en el material de DSM depende principalmente del tipo de suelo:

- En arenas terciarias o cuaternarias, es menos de 3,5%
- En suelos y arcillas aluviales limosas (o arcillosos), oscilan entre el 3 y el 10%
- En suelos arcillosos con alto contenido (como la turba) de materia orgánica, en arcillas rígidas terciarias (sobreconsolidados), que puede ascender hasta el 35% y superior.

Debido al procedimiento DSM, es de esperar que el material parcialmente mezclado no sea perfectamente homogéneo. En otras palabras, las inclusiones de material (es decir, suelo mal mezclados o sin mezclar Incluso) están presentes. Algunas de estas inclusiones son muy pequeñas, mientras que en otros casos pueden tener dimensiones de varios centímetros. Generalmente se asume que el porcentaje por debajo de un cierto volumen y/o para las pequeñas dimensiones de las inclusiones individuales, no tienen un impacto negativo en el comportamiento y en la resistencia. Para cuantificar los límites de los porcentajes de volumen máximos aceptables, se ha iniciado un programa tanto experimental como de simulación numérica (Vervoort et al., 2012). Esta investigación tiene como objetivo entender mejor el comportamiento de este material y el fallo del mismo.

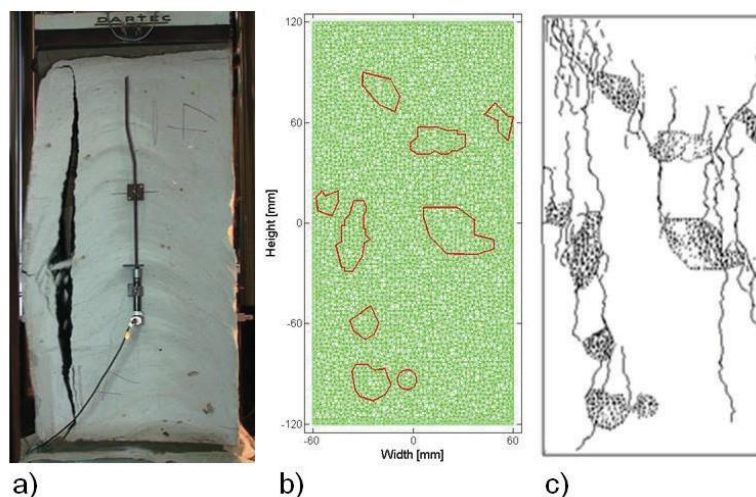
La parte experimental de la investigación se centra en experimentos de laboratorio. El comportamiento en el laboratorio efectivamente se ve afectado por la escala y las dimensiones de las muestras de ensayo. Por ese motivo, además de con los núcleos tradicionales (por ejemplo, con un diámetro de aproximadamente 10 cm), se llevaron a cabo pruebas a gran escala. El efecto de escala resultó ser limitado por el módulo de Young. Los valores de UCS de las muestras muestran una reducción de 30 a 50% en comparación con los resultados en los núcleos de 10 cm de diámetro.

A través de la realización de simulaciones numéricas (2D), se trata de entender mejor el efecto de las inclusiones no mezcladas en suelos blandos, es decir, el efecto de su tamaño, el porcentaje total de superficie, el número de inclusiones, la posición relativa, etc.

Se han llevado a cabo tres enfoques con el aumento de la complejidad:

- Modelos elásticos, por lo que la atención se centra en la rigidez del material,
- Modelos Elasto-plástico, en el que además de la rigidez, es analizada , la resistencia,
- Y un enfoque discontinuo, mediante el cual la iniciación de la fractura individual y su crecimiento pueden ser modelados, además de la rigidez y la resistencia

El hallazgo más importante es que incluso un pequeño porcentaje de inclusión tiene un efecto significativo en la resistencia. Con sólo un 1% de material sin mezclar, la resistencia se reduce en un 20%, mientras que para un 10% de material sin mezclar la resistencia se reduce a la mitad. El efecto en la rigidez es más limitado.



**Figura 2.66** /: a) prueba de gran escala es material de DSM (bloque de dimensiones 61 x 53 x 124 cm),  
b) Malla generada para las simulaciones discontinuos de una muestra con dimensiones 120x240 mm  
c) Simulación del patrón de fractura del modelo,

**Fuente:** Vervoort et al. (2012)

## 2.4. CONCLUSIONES

Tras los estudios desarrollados en el periodo comprendido entre los años 2005-2011, se obtuvo el documento de idoneidad técnica (DIT) 576/11 del sistema Mixpile®.

Este documento recoge, por tanto, el estado actual del conocimiento de dicha mejora de terreno. En él se incluyen las características técnicas, de ejecución y control, así como los métodos de cálculo empleados que caracterizan al Mixpile® y que lo convierten en un caso particular, diferente de los sistemas actuales tanto de inclusiones rígidas como de DSM.

En el año 2016, este documento debe someterse a revisión. Como conclusiones de este capítulo, presentamos los nuevos criterios o parámetros que se podrían introducir en el mismo.

En el DIT se presentaban dos enfoques de cálculo. Uno considerando los Mixpile dentro del capítulo 5 del CTE-DB-SE-C, esto es, como pilotes de baja capacidad portante en los que no se consideraba la aportación del terreno y un segundo enfoque como mejora o refuerzo de terrenos, dentro del capítulo 8 del mismo documento

Según el primer enfoque, el total de las cargas son adjudicadas a los Mixpile, sin considerar la posible aportación del terreno. Esta suposición es correcta en el caso de mejora de rellenos antrópicos, ya que no se puede otorgar ninguna carga a los mismos o cuando la losa de cimentación apoya directamente sobre los Mixpile, sin ninguna capa de

reparto entre ambos elementos, pues la rigidez de la losa hace que la mayor parte de la carga se dirija hacia los elementos más rígidos, esto es, los Mixpile®.

Sin embargo existen multitud de situaciones en las que, si bien este criterio queda del lado de la seguridad, resulta sobredimensionado y podríamos optimizar el diseño considerando la aportación del terreno. Podemos considerar, por tanto, los Mixpile® como inclusiones rígidas en lugar de como pilotes de baja capacidad portante.

El hecho de que parte de la carga la absorba el terreno intermedio, supone un rozamiento negativo en los Mixpile®, pero no como efecto parásito, sino como de mecanismo de descarga del mismo.

Para poder optimizar el diseño de la mejora de terreno resulta imprescindible la función de la plataforma de transferencia de carga, ya que el reparto de carga entre los Mixpile® y el terreno natural dependerá del espesor y naturaleza de la misma, así como del elemento situado sobre esta, ya que los mecanismos de funcionamiento son distintos cuando se trata de un terraplén o de una losa de cimentación o zapatas.

- Caso de un terraplén: la transferencia de carga se realiza a través del cizallamiento a lo largo de un cono de difusión que parte de la cabeza de la inclusión y forma un ángulo igual al ángulo de rozamiento pico del material que compone la plataforma de transferencia
- Caso de una losa de cimentación: La transferencia de carga se produce principalmente a través del elemento estructural (losa o cimentación superficial), la columna ficticia de la plataforma de transferencia situada en la parte superior de la inclusión y, en menor medida, las inmediaciones de la columna.

Se define un espesor mínimo de la plataforma de trabajo, sobre todo en el caso de los terreplenes de manera que se produzca dentro de la LTP la igualdad de asientos. En el caso de la losa de cimentación, la propia losa cumple esa función

Se deben considerar también los mecanismos de fallo dentro de la LTP. El mecanismo de fallo de Prandtl se produce cuando la plataforma de transferencia de carga está cubierta por un elemento estructural rígido, tal como una losa o zapatas o cuando el espesor del terraplén es suficiente para evitar el mecanismo de fallo por punzonamiento. El mecanismo de fallo por punzonamiento se corresponde con la formación de un cono de cizallamiento en la superficie de la LTP como, por ejemplo, en el caso de un terraplén de carretera de pequeño espesor.

Una vez definido el reparto de cargas entre el terreno natural y los Mixpile®, se procederá a realizar los cálculos por medio de cualquiera de los métodos analíticos desarrollados en

este capítulo o mediante los métodos de homogeneización. En este último caso se debe minorar el módulo de deformación con un coeficiente igual a 10.

En cuanto al estudio del material resultante de la mezcla suelo-cemento que conforma el Mixpile®, se propone la revisión del cálculo de algunos parámetros, tales como la resistencia al corte sin drenaje o el módulo de deformación.

Las formulaciones propuestas serán comprobadas en capítulos posteriores.

Resulta de especial interés los estudios realizados referentes al papel de las inclusiones de terreno en la mezcla del material ya que, por el propio procedimiento de ejecución del mismo, estas resultan inevitables. El porcentaje de las mismas para arenas se estiman en aproximadamente un 1%, lo que supone una disminución de la resistencia de un 20%. En las margas pueden aparecer hasta un 10% de inclusiones, lo que disminuye a la mitad los resultados de resistencia.

Para considerar este hecho debemos introducir un coeficiente de seguridad frente al tope estructural. El coeficiente de 6 que aparece en el DIT 576/11 nos sigue pareciendo correcto, si bien podría disminuirse en el caso de materiales granulares.

Por último, además de un valor límite inferior de 5 MPa para la resistencia a compresión simple de las probetas, también introduciremos un valor superior de 12 MPa en cuanto a cálculo, tal y como proponen algunas normas internacionales que hemos nombrado en este capítulo.

Si a este valor le aplicamos el coeficiente de seguridad de 6, obtenemos un tope estructural para el Mixpile® de 2 MPa.

# 3

## Capítulo

---

### METODOLOGÍA Y RESULTADOS OBTENIDOS

---



### 3.1. CUANTIFICACIÓN DE LA MEJORA OBTENIDA

El sistema de mejora tipo Mixpile® consiste en la mezcla del terreno natural con lechada de cemento, creando unas columnas de elevada resistencia sobre las que se apoya la cimentación, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa.

Esta técnica no supone necesariamente una mejora del terreno en sí, pues en la mayoría de los casos las características mecánicas del terreno natural se quedan iguales después de la ejecución de las columnas suelo-cemento. En realidad, la mejora de terreno se produce mediante la formación de un compuesto en el que las cargas son distribuidas entre el terreno y los Mixpile®. Por todo esto, será necesario, realizar un estudio exhaustivo de las características geomecánicas del material obtenido, ya que eso nos servirá para cuantificar la mejora de terreno resultante.

A diferencia de los sistemas clásicos de cimentaciones profundas o incluso otros tipos de inclusiones rígidas en las que las características del material de la columna están completamente estandarizadas y controladas, ya se trate de hormigón, mortero o grava, etc., la técnica de mejora de terreno tipo Mixpile® supone la ejecución de una columna con resistencias elevadas tras mezclar la lechada de cemento con el terreno. El material resultante dependerá, por tanto, de la naturaleza del terreno existente, del tipo y cantidad de cemento inyectado y de la presencia de agua.



**Figura 3.1.** Columnas Mixpile bajo freático. Fuente: Elaboración propia

Además de para estudiar su influencia en las características del material suelo-cemento, también es útil caracterizar la naturaleza del terreno existente debido a que tanto los procedimientos de ejecución como la homogeneidad del material resultante varían de manera significativa cuando se trata de un material coherente o granular.

En esta tesis trataremos de parametrizar de la manera más exacta posible el sistema de mejora de terreno tipo Mixpile®, con su particular método de ejecución, comparándola con los estudios de laboratorio realizados para verificar su ajuste a los mismos.



### 3.2 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MIXPILE®

#### 3.2.1. FORMULACIÓN EMPLEADA ACTUALMENTE

Las características mecánicas de las columnas suelo-cemento empleadas hasta el momento en el diseño de la mejora de terreno son las incluidas en el DIT 576/11 y que se recogen en la siguiente tabla:

Tipo de terreno	Consumo cemento (Kg/m3)	Resistencias a Compresión simple (MPa)
Granular	500-650	8-15
Coherente	350-500	5-10

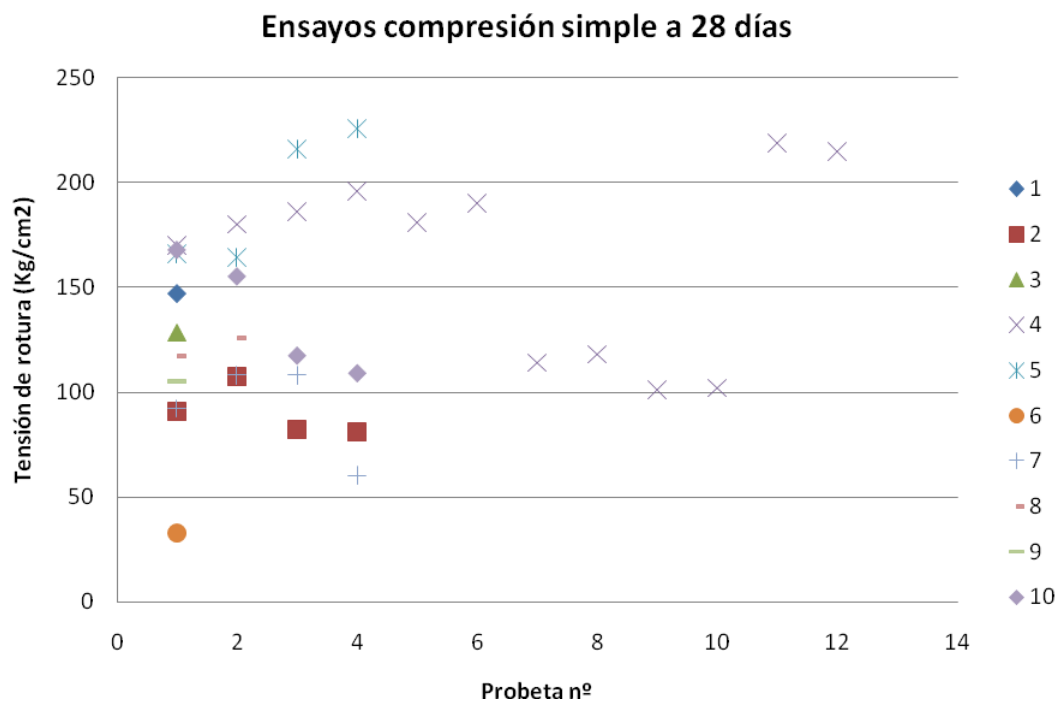
**Tabla 3.1.** Consumo de cemento y resistencias a compresión simple según tipo de terreno.

.Fuente: DIT 576/11, 2011

Dichos valores dependen principalmente de la naturaleza del terreno de mezcla, así como de la cantidad de cemento. Se obtuvieron en función de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión simple examinados para la obtención del DEA (2009) y que más tarde fueron incluidos en el documento de idoneidad técnica.

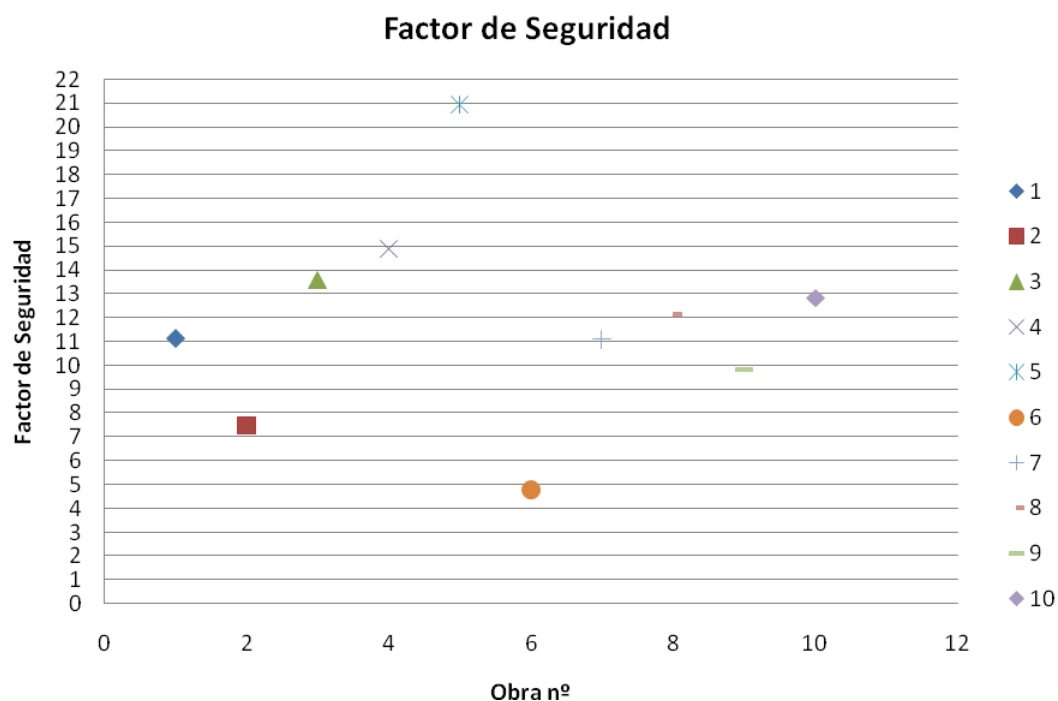
La posible incertidumbre en cuanto a los valores de resistencia a compresión simple, se resolvían por medio de un factor de seguridad mínimo de 6 frente al tope estructural de Mixpile®.





**Gráfico 3.1:** Resultado de los ensayos de compresión simple 28 días.

Fuente: Elaboración propia DEA 2009



**Gráfico 3.2:** Factor de seguridad frente al tope estructural del Mixpile.

Fuente: Elaboración propia DEA 2009

El resto de las características mecánicas de la mezcla suelo-cemento, se obtenían según las siguientes correlaciones incluidas en apartado 6 del DIT 576/11:

#### Resistencia al corte sin drenaje $c_u$

$$c_{u,mixpile} = \frac{q_{u,mixpile}}{2} \quad (3.1)$$

Donde:

$q_{u,mixpile}$  = Resistencia a compresión simple del Mixpile®

Para el diseño de las columnas DSM de forma habitual se asume un valor de resistencia al corte sin drenaje de  $c_u=0,5 \cdot q_u$ . Sin embargo, Broms (2004) afirma que este valor puede ser muy alto cuando el suelo estabilizado no está completamente saturado, por lo que propone un coeficiente adicional de 1,9.

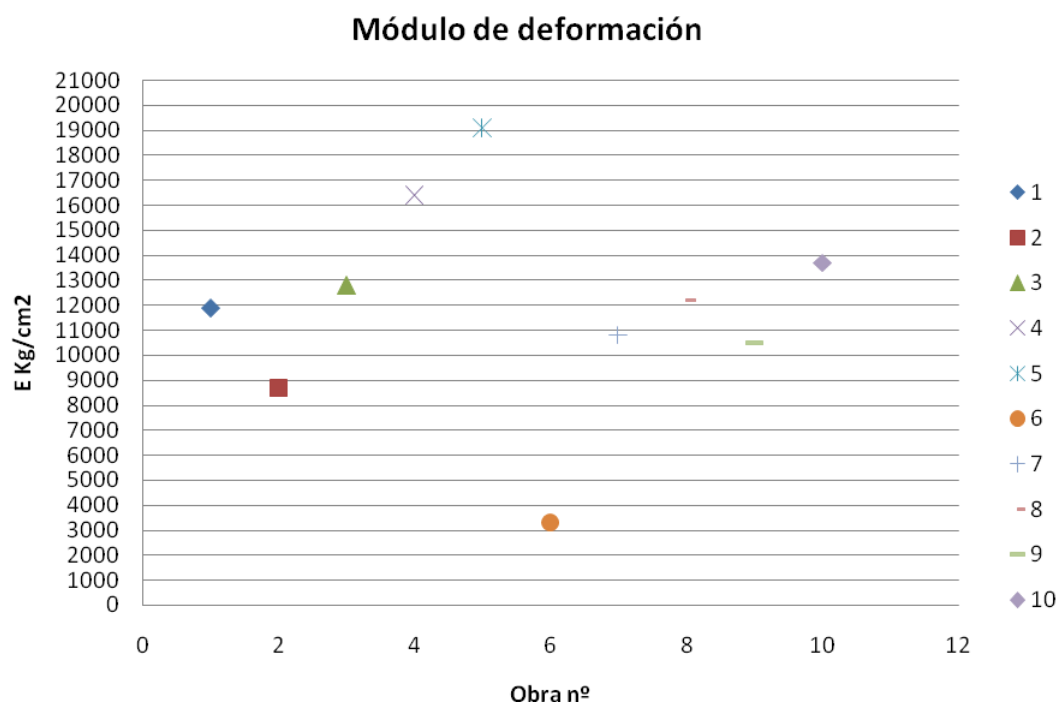
También hay que indicar que cuando el sistema de mejora de terreno tipo Mixpile® es utilizado para estabilizar el terreno, este valor está a su vez sobredimensionado y debe reducirse con el siguiente factor, según Broms (1999):

$$c_{u,mixpile} = 0,5 \cdot q_{u,mixpile} \sqrt{K_a} \quad (3.2)$$

Siendo  $K_a$  el coeficiente de empuje del terreno.

#### Módulo de deformación E

$$E_{mixpile} = 50 - 200 q_{u,mixpile} \quad (3.3)$$



**Gráfico 3.3:** Módulo de deformación E de la columna suelo-cemento según el ensayo a compresión simple.

Fuente: Elaboración propia DEA 2009

Tras el estudio realizado en el capítulo 2 acerca del estado actual del conocimiento, se procede a la revisión de la anterior formulación y se proponen otras nuevas con el objetivo de comprobar cuales se corresponden mejor con los resultados obtenidos en el caso concreto del Mixpile®.

Debemos de hacer especial hincapié al hecho de que el sistema Mixpile® tiene unas características particulares en cuanto a métodos de ejecución y materiales empleados (dosificación de cemento, relación a/c, etc....) que, a la vez que lo convierten en un sistema diferenciado del resto, también hacen que no podamos emplear de manera directa las formulaciones que se utilizan en otros similares, sin antes comprobar su validez.

### 3.2.2. FORMULACIÓN PROPUESTA

#### Resistencia al corte sin drenaje $c_u$

Como alternativa a la formulación utilizada hasta el momento para el cálculo de la resistencia al corte sin drenaje, Topolnicki (2004) presenta una serie de correlaciones de  $c_u$ , para suelos tratados con cemento por el método húmedo, que dependerán de la resistencia a la compresión simple alcanzada.

$$c_u = (0,4-0,5)q_u \text{ para } q_u < 1 \text{ MPa}; \quad (3.4.a)$$

$$c_u = (0,3-0,35)q_u \text{ para } q_u = (1-4) \text{ MPa y} \quad (3.4.b)$$

$$c_u = 0,2q_u \text{ para } q_u > 4 \text{ MPa.} \quad (3.4.c)$$

La resistencia a compresión mínima obtenida para los materiales suelo-cemento según el apartado 5.2.1. del D.I.T. 537/11 debe ser de 5 MPa. Nos encontramos, por tanto, dentro del último apartado:

$$c_u = 0,2q_u \text{ para } q_u > 4 \text{ MPa.} \quad (3.4.c)$$

Los valores reales de resistencia al corte sin drenaje obtenidos de los ensayos triaxiales realizados en colaboración con la empresa MIXAN MIX ANDALUCÍA S.L. se asemejan a los estimados teóricamente por Topolnicki, por lo que damos por buena dicha formulación.

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES DE UNA MUESTRA DE SUELO EN EL EQUIPO TRIAXIAL (Círculos de Mohr)				
PROBETA	Identificación	Modalidad de muestreo		
SC-1	PROBETA SUELO-CEMENTO. 2 ud.	MP. REALIZADO POR EL PETICIONARIO		
RESULTADOS DE ENSAYO				
	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3	
Presión en cámara (MPa)	0,05	0,10	0,20	<b>PRESIONES TOTALES</b>  Cohesión (MPa) <b>3,00</b> Angulo rozamiento (°) <b>53</b>
Humedad inicial (%)	9,8	9,7	9,6	
Humedad final (%)	41,0	40,8	40,2	
Compresión (MPa)	18,15	18,92	19,48	
Deformación (%)	0,8	0,8	0,9	<b>PRESIONES EFECTIVAS</b>  Cohesión (MPa) <b>3,20</b> Angulo rozamiento (°) <b>53</b>
P. Intersticial (Rotura)(MPa)	0,05	0,10	0,20	
Densidad seca (g/cm³)	1,24	1,24	1,24	
Velocidad (mm/min)	0,008	0,008	0,008	
Tipo de ensayo : Consolidado, No Drenado con Medida de Presiones Intersticiales				

**Tabla 3.2.** Cohesión y ángulo de rozamiento en columnas Mixpile. Fuente: Elaboración propia

### Módulo de deformación E

En el capítulo 2 de la presente tesis se han recopilado distintas correlaciones para el cálculo del módulo de deformación E en función de la resistencia a compresión simple UCS:

$$E_{teórico} = 1482 \text{ UCS}^{0.8} \text{ (según Denies et al 2012)} \quad (3.5)$$

$$E_{teórico} = 908 \text{ UCS}^{0.8} \text{ (según Denies et al 2012)}$$

$$E_{teórico} = 300 - 1000 \text{ UCS} \text{ (según Topolnicki 2006)}$$

$$E_{teórico} = 50 - 200 \text{ UCS} \text{ (según DIT 576/11)}$$

En colaboración con MIXAN MIX ANDALUCÍA S.L., se han realizado ensayos para determinar el módulo de deformación del Mixpile®, así como la resistencia a compresión simple y el módulo de Poisson del mismo. Esto nos permite comprobar qué correlación se corresponde mejor con nuestro caso particular.

CICLOS	CARGA (kN)	TENSIÓN (N/mm <sup>2</sup> )		LECTURAS DE MICRODEFORMACIONES					
				TIEMPO	Nº 1	Nº 2	MEDIA	VARIACIÓN	POISSON
1º	34,9	0,5	2,0	-	107,0	113,6	110,3	6	11,3
	133,7	f <sub>c</sub> /3 (σ <sub>a</sub> )	7,6	0	701,0	726,2	713,6	4	108,1
				30	726,6	749,3	737,95	3	112,0
				60	742,5	764,4	753,45	3	114,4
3º	21,4	0,5	1,2	90 (ε <sub>b</sub> )	131,4	159,1	145,25	19	15,6
4º	133,4	f <sub>c</sub> /3	7,5	30 (ε <sub>a</sub> )	753,7	771,5	762,6	2	117,2
ROTURA		458,0	25,9	VARIACIÓN RESPECTO A LA ESPERADA				14	(%)
MODULO ELASTICIDAD				10000				N/mm <sup>2</sup>	
COEFICIENTE DEPOISSON				0,05					

**Tabla 3.3** Módulo de elasticidad estático y de Poisson en columnas Mixpile. Fuente: Elaboración propia

$$E_{\text{teórico}} = 1482 \text{ UCS}^{0.8} = 1482 * 25,9^{0.8} = 20.021 \text{ MPa (según Denies et al 2012)}$$

$$E_{\text{teórico}} = 908 \text{ UCS}^{0.8} = 908 * 25,9^{0.8} = 12.266 \text{ MPa (según Denies et al 2012)}$$

$$E_{\text{teórico}} = 300 - 1000 \text{ UCS} = = 7.770 - 25.900 \text{ MPa (según Topolnicki 2006)}$$

$$E_{\text{teórico}} = 50 - 200 \text{ UCS} = = 1.475 - 5.900 \text{ MPa (según DIT 576/11)}$$

$$E_{\text{real, Mixpile}} = 10.000 \text{ MPa}$$

Vemos, por tanto, que los valores reales obtenidos en los ensayos realizados en las columnas Mixpile® se asemejan tanto a los resultados obtenidos por Topolnicki (2006) en la zona inferior de su intervalo como a la formulación propuesta por Denies et al (2012). Los valores propuestos en el DIT resultan, por tanto, demasiados conservadores.

Recordemos que no es posible utilizar para los Mixpile® el mismo procedimiento de homogeneización que el aplicado en el diseño de proyectos de DSM, sino que es necesaria la introducción de un coeficiente de corrección que disminuya el valor del módulo de deformación del Mixpile® cuyo valor podría fácilmente exceder de 10 en algunos casos.

Atendiendo a la recomendación anterior, dicho módulo de elasticidad se limita a los siguientes valores en función del tipo de terreno de mezcla:

Coherente: 500 MPa ; Granular: 1.000 MPa

### Resistencia a compresión simple UCS

Este es el valor más importante de determinar, ya que el resto de los parámetros se obtiene por correlaciones a partir de la resistencia a compresión simple.

Tal y como vimos en el capítulo anterior, Szymkiewicz et al. (2012), proponen la siguiente formulación para obtener el valor de la  $q_{u28}$  para terrenos granulares no plásticos:

$$q_{u28} = \frac{w_f}{w_i} \cdot 64.032 \cdot C^{1.777-0.171 \ln C_{63}} \cdot C_{63}^{0.544} \quad (3.7)$$

Donde:

$q_{u28}$ : Resistencia a compresión simple a 28 días

$w_f$ : Porcentaje final de agua

$w_i$ : Porcentaje inicial de agua

$C$ : Consumo de cemento

$C_{63}$ : Porcentaje de finos

En primer lugar, debemos convertir los datos de consumo de cemento  $C$  de Kg/m<sup>3</sup> a %, para lo que emplearemos la siguiente fórmula:

$$c (\%) = \frac{C \left( \frac{Kg}{m^3} \right)}{\gamma \left( \frac{Kg}{m^3} \right)} \cdot 100 \quad (3.8)$$

Para el cálculo del agua inicial, emplearemos la relación  $a/c$ , recogida en los partes y normalmente entre el 0,6-0,75:

$$w (\%) = \frac{C \left( \frac{Kg}{m^3} \right) \cdot a/c}{\gamma \left( \frac{Kg}{m^3} \right)} \cdot 100 \quad (3.9)$$

El porcentaje de agua natural aparece en el estudio geotécnico.

La suma del porcentaje de agua en el suelo más el añadido mediante la lechada de cemento, nos da el valor del porcentaje inicial.

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

Clase de suelo	Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rozamiento interno
<b>Terreno natural</b>	Grava	19 – 22
	Arena	17 – 20
	Limo	17 – 20
	Arcilla	15 – 22
<b>Rellenos</b>	Tierra vegetal	17
	Terraplén	17
	Pedraplén	18

Tabla 3.4: Valores orientativos de densidad de suelos. Fuente: CTE

Para el cálculo del porcentaje final emplearemos la siguiente fórmula:

$$w_f = \frac{\rho_{sol} \cdot \frac{w_n}{w_n+1} - k \cdot \frac{C}{1000}}{\rho_{sol} \cdot \frac{1}{w_n+1} + (1+k) \cdot \frac{C}{1000}} \quad (3.10)$$

$$k = 0.23$$

Por último, indicar que hemos añadido un factor que incrementa el valor de la resistencia de manera lineal cuando se trata de un cemento 42,5.

### 3.3 MATERIALES Y COMPONENTES

Las características mecánicas del material resultante dependen de los componentes de la mezcla, esto es: terreno natural, agua y cemento.

El único material utilizado como aglomerante para la ejecución del Mixpile® es el cemento, que gracias a su reacción química con los componentes materiales del suelo, permite la mejora mecánica de las características iniciales del mismo. Se realiza la incorporación al suelo mediante la inyección de una lechada de cemento con una relación agua/cemento comprendida entre 0,60 a 0,75 en peso. La relación agua/cemento se tiene que ajustar en función de la humedad natural del terreno.

El consumo habitual de cemento y las propiedades del terreno tratado se indican en la tabla siguiente:

Tipo de terreno	Consumo cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	Resistencias a Compresión simple (MPa)
Granular	500-650	8-15
Coherente	350-500	5-10

**Tabla 3.1.(ver pág.180):** Consumo de cemento y resistencias a compresión simple según tipo de terreno

.Fuente: DIT 576/11, 2011

Cuando corresponda, será necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR) o a sulfatos (SR), que en este deberán poseer la característica adicional de resistencia a sulfatos, especificada en UNE 80303-1:2001, siempre que el contenido de sulfatos, expresado como SO<sub>3</sub>, sea igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o 3.000 mg/kg en el caso de suelos.

Los cementos utilizados cumplirán con la normativa REAL DECRETO 1797/2003, de 26 de diciembre, por el que se aprueba la Instrucción para la recepción de cementos (RC-03).

Hay que tener en cuenta, en estos casos, que la resistencia el corte del suelo mejorado puede variar en función del tipo de cemento, por lo que se recomienda usar un solo tipo para un mismo proyecto. El tipo de cemento se elegirá en base a los resultados del Estudio Geotécnico y las condiciones de agresividad del terreno.

### 3.4. METODOLOGÍA DE VERIFICACIÓN

Con el objeto de caracterizar el comportamiento del Mixpile®, así como de verificar si las anteriores formulaciones obtenidas en laboratorio pueden ser aplicadas en obras reales para el caso concreto del Mixpile®, se propone el siguiente procedimiento, dividido en cuatro etapas:

1. Estudios previos.
2. Diseño de la mejora de terreno.
3. Controles durante la ejecución.
4. Control del producto terminado.

Se pretende comprobar qué factores y en qué proporción influyen en las características de las columnas suelo-cemento y, por tanto, en el sistema de mejora tipo Mixpile® en su totalidad.



Se analizarán, por tanto, los parámetros de diseño y los resultados obtenidos en los ensayos realizados en un total de 60 obras, para lo que se ha contado con la colaboración de la empresa MIXAN MIX ANDALUCÍA S.L.

A través del procedimiento de toma de datos, cálculo y control que se expondrá en los siguientes apartados, generaremos una ficha para cada una de las obras realmente ejecutadas, para su posterior análisis.

Referencia		Dirección										Localidad				
MX/1022/2014		GRADERÍO CANARIAS										LAS PALMAS				
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos		Cota	Clasificación	Naturaleza				Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	Cu Kpa	E Kpa	Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel				% Finos	% Arenas	% Gravas	LL							LP
LABATEC SA	1	Pavimento sintético	0,00 m	-1,35 m	SC	24.6	35.4	58.9	54.5	21.9	32.6	12	30	2000		
		Rellenos antrópicos	-1,35 m	-3,00 m	SC	22.5	33.5	63.2	44.8	22.8	22	40-50	30	30000		
		Terreno granular	-3,00 m	-25,00 m												
Características Mixpile					Características edificación											
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades M	Medición M	Superficie m2	Tensión kPa	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Cemento		Tipo cemento			
320	0	320	1	2,95	373	1102	201,6	175	35280	0,8	4587	II B-L	32,5	N		
Probetas																
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Placa de carga										
Labotec		3,3	5,52	5	9,18	OK					0,5	0,17	2941	2859,5		
		3,1		4,9												
		5,1		9,9							0,5	0,18	2778			
		5,5		10,6												
		7,6		12,2												
		8,5		12,5												
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión probetas Mpa	Tensión exigida a Hundimiento KN/m2	Tensión admisible K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión asientos KN/m2	Tensión admisible K30 KN/m2									
0,3	0,59	5	678	2272,73	0,035	2179,8	692									

Tabla 3.5.: Ficha de toma de datos. Elaboración propia.

### 3.5. PRIMERA ETAPA: ESTUDIOS PREVIOS

En este apartado se hace referencia principalmente a la caracterización del suelo.

Este es el primer dato necesario para el diseño a priori de la mejora de terreno, ya que nos permitirá calcular tanto la capacidad admisible del Mixpile®, como la del terreno equivalente resultante.

Debemos definir las capas de terreno que vamos a atravesar, así como aquellas donde se apoyarán los Mixpile®, con el objeto de ver qué parámetros influyen en los resultados de los ensayos realizados.

El procedimiento de ejecución del Mixpile® supone la mezcla de la lechada de cemento con el terreno existente. Se realizan varias pasadas con el fin de homogeneizar dicha mezcla, pero este procedimiento no llega a generar un material homogéneo a lo largo de toda la columna, sino que presenta ciertas variaciones en función del estrato concreto atravesado.

Para el análisis de la influencia de los parámetros del terreno en la tensión de rotura de las probetas, nos centraremos, por tanto, en las características de la capa más superficial, ya que estimamos que serán las más determinantes pues es de ahí de donde obtendremos las muestras que luego serán sometidas a compresión simple.

Si se trata de un relleno sin clasificar, tomaremos las características del terreno natural inmediatamente inferior.

Si bien es cierto que el número de capas atravesadas hasta llegar al sustrato de apoyo suele ser pequeño (1-2), debido a que al tratarse de una mejora de terreno y no de una cimentación profunda, solemos encontrar un terreno con características suficientes a cotas más superficiales, este procedimiento puede generar cierta incertidumbre en los resultados.

Aun así, se trata de estudiar el material generado “in situ” en obras reales y, por tanto, no es posible eliminar esta circunstancia.

También es necesario definir el terreno de apoyo para poder analizar la influencia que tiene, junto con el terreno atravesado, en los ensayos de placa de carga.

Las características y parámetros del suelo que vamos a analizar son las siguientes:

### Estudio geotécnico

- Laboratorio
- Estratos
- Nivel freático
- Cota
- Clasificación
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Índice SPT
- Ángulo de rozamiento ( $^{\circ}$ )
- Resistencia al corte sin drenaje (KPa)
- Módulo de deformación (KPa)
- Humedad natural del terreno
- Densidad

#### 3.5.1. CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO NATURAL.

Para la caracterización del terreno natural, es necesario partir de la información previa aportada por el estudio geotécnico, que es preceptivo para la realización de obras de edificación, resultando además imprescindible para el desarrollo de esta investigación.

Dicho informe geotécnico se realizará según lo indicado en el capítulo 3 del DB-SE-C del CTE, debiendo aportar, al menos, los valores de los siguientes parámetros:

- Estratigrafía del terreno y profundidad de las aguas freáticas y, en su caso, las oscilaciones de las mismas.
- Valores de SPT, en el caso de realizar este ensayo “in situ” en un sondeo.
- Ensayos de penetración dinámica, en el caso de realizar ensayos de penetración dinámica.
- Clasificación del suelo.
- Distribución granulométrica.
- Límites de plasticidad e Índice de plasticidad.
- Peso específico seco y natural.
- Parámetros esenciales para determinar la resistencia de cada unidad geotécnica, tales como densidad, ángulo de rozamiento interno, cohesión efectiva, y los de deformabilidad, expansividad y colapso, en su caso.
- Parámetros de agresividad de agua y terreno.
- Contenido de materia orgánica, pH, contenido de sal y sulfatos.

La identificación y la clasificación del suelo debe cumplir las normas EN ISO 14688-1 y EN ISO 14688-2.

Además, el informe debe contener la siguiente información con respecto a las condiciones del terreno en el que se van a ejecutar los pilotes Mixpile®:

- La composición, extensión lateral, espesor y resistencia del estrato superficial, raíces de árboles, rellenos,....
- La presencia de cantos o bloques, capas cementadas o rocas subyacentes que puedan causar dificultades en la ejecución.
- Presencia de suelo expansivo.
- Cavidades, huecos o fisuras.
- Los niveles piezométricos del agua subterránea.

En particular, los ensayos propios de los estudios geotécnicos que nos servirán más adelante para caracterizar el terreno son:

#### 3.5.1.1 ENSAYOS DE CAMPO

- Sondeos rotativos verticales con recuperación de muestra continua.
- Calicatas.
- Toma de muestras en los sondeos rotativos.
- Ensayos S.P.T. de penetración dinámica en los sondeos rotativos.
- Ensayos de penetración dinámica (EP).

#### Standard Penetration Test (S.P.T.)

Se define el ensayo Standard de penetración dinámica (S.P.T.) como el número de golpes necesarios para conseguir una penetración de treinta centímetros (30 cm.) de un toma muestras cuchara Standard de dos pulgadas (2") de diámetro exterior y 1 3/8" interior, con una maza de 63.5 Kg. Cayendo desde una altura de setenta y seis centímetros (76 cm.).

La medida de 35 mm. de diámetro interior es demasiado pequeña para que pueda considerarse que la muestra del suelo que extrae es inalterada.

El modo de operar es el siguiente: sobre el fondo de la perforación se hunde el toma muestras 15 cm. A partir de aquí el sondista contabiliza el número de golpes, N, que le son necesarios para hundir de nuevo la cuchara una profundidad de 30 cm. (15 + 15 con una parada en medio). El resultado del ensayo es la suma de golpes para las dos andanadas últimas, es decir:

N = nº de golpes para 30 cm. de penetración dinámica.

### Ensayos de penetración dinámica

El penetrómetro utilizado tiene las siguientes características:

- Peso de la maza..... 63.5 Kg.
- Altura de caída..... 50 cm.
- Puntaza cónica de base cuadrada. Sección. 16 cm<sup>2</sup>
- Diámetro de las varillas..... 3.2 cm.
- Longitud total..... 18 cm.
- Angulo de ataque..... 90º

El ensayo continuo de penetración dinámica consiste en la hincada de una varilla en el terreno mediante golpes de maza con altura de caída constante.

La resistencia del terreno a la penetración dinámica se expresa por los golpes necesarios para hincar la varilla 20 cm. En lo sucesivo se designará por N<sub>20</sub> el número de golpes necesarios para hincar el varillaje estos 20 cm.

#### 3.5.1.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

A las muestras obtenidas en el sondeo rotativo se les han realizado los siguientes ensayos de laboratorio.

- Análisis granulométrico por tamizado
- Clasificación: I.G., H.R.B., UNIFIED
- Límites de Atterberg
- Permeabilidad
- Ensayo de consolidación en edómetro
- Agresividad química de suelos:
  - Contenido en sulfatos
  - Acidez Bauman Gully

En primer lugar, vamos a representar los valores obtenidos en función del tipo de terreno, que dividiremos en cuatro grandes grupos:

- Granulares:
  - Gravass
  - Arenas
- Coherentes:
  - Limos
  - Arcillas

### Sistema USCS de Clasificación de Suelos

IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	GRAVAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	GRAVAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:  GW, GP, SW, SP GM, GC, SH, SC  MENOS DEL 5% MAS DEL 12% 5% AL 12%	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS GW		
	GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O $I_p$ MENOR QUE 4 ; POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON $I_p$ ENTRE 4 Y 7 ; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES		
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O $I_p$ MAYOR QUE 7		
	ARENAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA POR EL TAMIZ # 4	ARENAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW		
SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A", CON $I_p$ MENOR QUE 4 ; POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON $I_p$ ENTRE 4 Y 7 ; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SÍMBOLOS DOBLES	
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS	LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O $I_p$ MAYOR QUE 7		
		MÉTODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40					
	LIMOS Y ARCILLAS CON LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (REACCION A LA AGITACION) (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)			LINEA A: $I_p = 0.73(WL - 20)$  GRAFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO  UTILÍCESE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO
		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD	
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS	
LIGERA A MEDIA		LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD		
LIGERA A MEDIA		LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACEOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS		
ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS			
MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA			
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS				Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		

Tabla 3.6.: Sistema unificado de suelos

### 3.6. SEGUNDA ETAPA: DISEÑO DE LA MEJORA DE TERRENO

El siguiente paso en nuestro proceso de verificación es el diseño de la mejora de terreno.

Basándonos tanto en las características del terreno como en las exigencias de la estructura a cimentar (superficie, cargas transmitidas, asientos admisibles....etc), se propone una solución con el sistema de mejora de terreno tipo Mixpile® que vendrá definida por el número de columnas, la longitud de las mismas y su distribución.

Se calcula la capacidad admisible del Mixpile® y los asientos, lo que nos permite definir la tensión admisible por hundimiento y por asientos del terreno equivalente mejorado, así

como el módulo de balasto. Estos son los parámetros necesarios para el cálculo de la losa o cimentación superficial.

Los parámetros considerados en cálculo se compararán con los obtenidos en los ensayos de control de producto terminado.

Los valores anotados en nuestra hoja de control por obra serán los siguientes:

#### Características edificación

- Superficie
- Tensión
- Carga total
- Asiento admisible

#### Características Mixpile®

- Resistencia por punta
- Resistencia por fuste
- Capacidad admisible
- Alfa (Relación entre resistencia por punta y por fuste)
- Longitud
- Unidades
- Medición

#### Valores de cálculo

- Radio de tratamiento
- Tensión de cálculo Mixpile
- Tensión admisible por hundimiento del terreno equivalente mejorado
- Tensión admisible por asientos del terreno equivalente mejorado
- Asiento estimado del terreno equivalente mejorado
- Módulo de balasto estimado del Mixpile
- Módulo de balasto estimado del terreno equivalente mejorado

Si bien las características de la edificación vienen definidas en el proyecto concreto, para obtener el resto de los valores anteriores, se seguirá la siguiente metodología de cálculo.

El cálculo de la capacidad admisible del Mixpile®, se realizará según lo indicado en el anejo F.2 del DB-SE: Cimientos, tal y como se indica en el apartado 6 (Memoria de cálculo) del D.I.T. del sistema.

La resistencia característica al hundimiento de un Mixpile® se considerará dividida en dos partes, resistencia por punta y resistencia por fuste:



$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} \quad (3.11)$$

Donde,

$R_{ck}$  : Resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento.

$R_{pk}$  : La parte de la resistencia que se supone soportada por la punta.

$R_{fk}$  : La parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto columna-terreno en el fuste.

La resistencia de cálculo  $R_{cd}$ , se obtiene a partir de la resistencia característica al hundimiento,  $R_{ck}$ , aplicando los coeficientes parciales de seguridad contenidos en la tabla 2.1 del CTE DB-SE-C

La zona de influencia de la punta se puede dividir en:

Zona pasiva: 6D por encima de la cota de apoyo.

Zona activa : 3D por debajo de la cota de apoyo.

La  $R_p$  media será igual a:

$$R_{p\text{ media}} = \frac{R_{p\text{ Z.A.}} + R_{p\text{ Z.P.}}}{2} \quad (3.12)$$

La elección del número de unidades se hará en función de las cargas totales y de la  $Q_{adm}$  del Mixpile. De esta forma:

$$N = \frac{C_{total}}{Q_{adm}} \quad (3.13)$$

Siendo:

$N$  = Nº de Mixpile®

$C_{total}$  = Cargas totales.

$Q_{adm}$  = Capacidad de carga del Mixpile®

En cuanto a los asientos, pueden formularse así según el anejo F.2.6 del C.T.E

$$S = \left( \frac{D}{40 \cdot R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) P \quad (3.14)$$

Donde:

S = Asiento

E = Módulo de elasticidad del material del pilote Mixpile

D = Diámetro del pilote de Mixpile®

R<sub>ck</sub> = Resistencia característica frente al hundimiento

l<sub>1</sub> = Longitud del pilote Mixpile® fuera del terreno, esta longitud es 0

l<sub>2</sub> = Longitud del pilote Mixpile® dentro del terreno

A = Área del pilote Mixpile®

P = Carga sobre la cabeza del pilote Mixpile®

α = Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, siendo α=1 para pilotes que trabajan principalmente por punta y α=0,5 para pilotes flotantes. En otros casos:

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5R_{fk} + R_{pk}) \quad (3.15)$$

donde R<sub>ck</sub>, R<sub>fk</sub> y R<sub>pk</sub> están definidos anteriormente.

Para estimar el K<sub>30,Mixpile</sub> se emplea la fórmula anterior para calcular el asiento producido por la carga correspondiente con la de una placa de 30x30 cm cargada a 5 Kg/cm<sup>2</sup>

$$K_{30,mixpile} = \frac{q}{s} \quad (3.16)$$

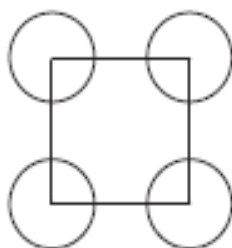
Donde:

q = Presión de la placa de carga (kN/m<sup>2</sup>)

s = Asiento estimado de la placa de carga (m)

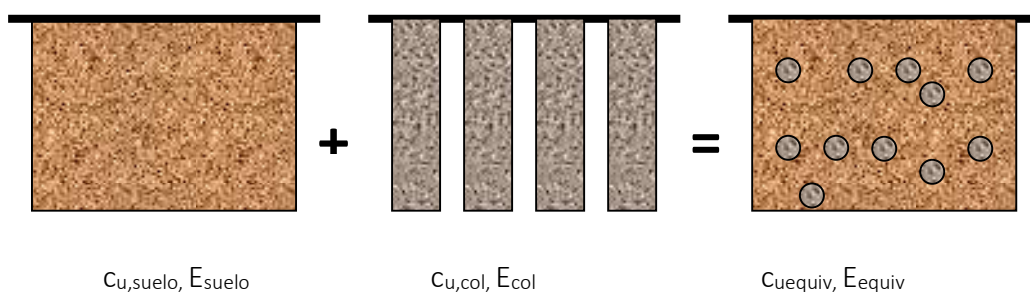
Una vez formadas las columnas tipo Mixpile®, podemos asumir que se genera un suelo equivalente homogéneo que posee unas características intermedias entre el suelo natural y el material inyectado.

Las características del terreno equivalente dependen del coeficiente de tratamiento α, esto es, la relación de áreas que representa el suelo mejorado respecto al área total del terreno no mejorado.



$$\alpha = \frac{A_{col}}{A_{total}}$$

**Figura 3.2.** Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas. Fuente: DIT 576/11



**Figura 3.3.** Modelo de suelo equivalente. Fuente: Elaboración propia

Los parámetros geomecánicos más importantes del diseño son la resistencia a corte sin drenaje y el módulo de deformación del suelo natural y de las columnas.

$$c_{u,equi} = c_{u,suelo}(1 - \rho) + c_{u,mixpile}\rho \quad (3.17)$$

Donde:

$c_{u,equi}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente.

$c_{u,suelo}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo natural, obtenido del Estudio geotécnico.

$c_{u,mixpile}$  = Resistencia a corte sin drenaje del pilote Mixpile®. Podemos obtenerla a partir de los valores de resistencia a compresión simple mediante la siguiente expresión:

$$c_{u,mixpile} = \frac{q_{u,mixpile}}{2} \quad \text{Donde:} \quad (3.18)$$

$q_{u,mixpile}$  = Resistencia a compresión simple del Mixpile®.

$$E_{equi} = E_{suelo}(1 - \rho) + E_{mixpile}\rho \quad (3.19)$$

Donde:

$E_{equi}$  = Módulo de deformación del suelo equivalente.

$E_{suelo}$  = Módulo de deformación del suelo natural, obtenido de Estudio Geotécnico o por correlaciones en la tabla D.23 del CTE DB-SE-C.

$E_{mixpile}$  = Módulo de deformación del pilote Mixpile®.

El asiento vendrá definido por la expresión:

$$s_{equi} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{total}}{E_{equi}} \quad (3.20)$$

Siendo:

$S_{equi}$  = asiento equivalente.

$q'_{total}$  = la presión efectiva bruta en la base de apoyo de la losa.

$\Delta h$  = la altura del estrato en que se considera el asiento.

Desarrollando más este tema, la comprobación de asientos se puede abordar también con el modelo matemático de multicapa elástica sobre base rígida.

Empleamos el método aproximado de Steinbrenner, donde el asiento de cada capa viene dado por la expresión:  $S_i = S_0 - S_z$ , siendo  $S_0$  y  $S_z$  es el asiento a techo y muro de la capa, calculado mediante la siguiente ecuación (para el asiento medio de la losa):

$$S_z = \frac{q'_b B}{2E} (M\phi 1 - N\phi 2) \quad (3.21)$$

Donde:

$S_z$  = Asiento a la profundidad  $z$ .

$K$  = Coeficiente de minoración por rigidez de la losa.

$q'_b$  = Presión efectiva bruta uniforme sobre el terreno ( $\text{kN/m}^2$ ).

B = ancho de la losa (m).

E = Módulo de deformación de cada capa.

$M = 1 - \nu^2$ .

$N = 1 - \nu - 2\nu^2$ .

$\nu$  = Coeficiente de Poisson.

$\emptyset 1$  y  $\emptyset 2$  = Coeficientes de influencia en función de la forma de la placa y de la profundidad.

El asiento total (S) se obtiene sumando los asientos de cada capa. En cada estrato se emplean los valores respectivos de coeficiente de Poisson, profundidad y módulo de deformación.

El asiento en el centro se obtiene por combinación del asiento en la esquina de cuatro rectángulos iguales cuya superficie total coincide con la de la superficie cargada. El asiento medio, con una distribución parabólica del asiento bajo la cimentación, es aproximadamente (este asiento no incluye la influencia de cimentaciones cercanas):

$S_{\text{medio}} = S_{\text{esquina}} + 0.66 \times (S_{\text{centro}} - S_{\text{esquina}})$ .

La carga de hundimiento para el caso de los terrenos coherentes la calcularemos mediante la expresión 4.8 del CTE DB-SE-C en el apartado 4.3.2.1

Habitualmente el cálculo se realiza en situación de corto plazo o sin drenaje, por tanto la expresión se transforma y se reduce a:

$$q_h = c_{u, \text{equi}} N_{c_c} d_{c_c} i_{c_c} t_c + q'_{ok} N_{q_q} d_{q_q} i_{q_q} t_{q_q} \quad (3.22)$$

$c_{u, \text{equi}}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente.

Coeficientes de capacidad de carga:

$N_c = 5,14$

$N_q = 1$

Coeficientes correctores de la influencia de la profundidad:

$q_{ok}$  = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

$d_c = 1 + 0,34 (\arctan D/B^*)$

$d_q = 1$

Coeficientes correctores de la influencia de la forma:

$s_c = 1 + 0,2 B^*/L^*$

$s_q = 1$

Además, los coeficientes de influencia de inclinación de la carga o de proximidad a un talud se encuentran en el apartado F.1.1.1 del CTE DB SE-C:

$i_c, i_q$  = coeficientes de inclinación de carga.

$t_c, t_q$  = coeficientes de proximidad a un talud.

Hay que indicar que, en el caso de los terrenos granulares, la carga admisible suele estar limitada por los asientos por lo que para calcularla emplearemos la siguiente fórmula indicada en el anexo E.5 del CTE DB-SE Cimientos:

$$K_s = \frac{q}{s} \quad (3.23)$$

Donde:

$q$  = Presión ( $\text{KN/m}^2$ ).

$s$  = Asiento producido (m).

De la cual deducimos lo siguiente:

$$K_s(\text{KN} / \text{m}^3) = N \cdot f \cdot q_{adm}(\text{KPa}) \quad (3.24)$$

Donde:

$f$  = Factor de seguridad empleado para minorar la presión

$N$  = Factor que depende del asiento máximo admisible.  $N = 1/s$  (m)

$K_s$  = Módulo de balasto, para una cimentación de ancho  $b$ .

$q_{adm}$  = Presión admisible.

Hallamos  $K_s$  según las fórmulas de Terzaghi para terreno granular:

$$K_s = K_{30} \cdot \left( \frac{b + 0,3}{2b} \right)^2 \quad (3.25)$$

Siendo b el lado menor de la losa.

El  $K_{30}$  en el caso de tener una mezcla de suelos será el siguiente:

$$K_{30, equi} = K_{30, suelo} (1 - \rho) + K_{30, mixpile} \rho \quad (3.26)$$

Por lo que la presión admisible será:

$$q_{adm} = \frac{K_s \cdot s}{f} (kN / m^2) \quad (3.27)$$

### 3.7. TERCERA ETAPA: CONTROLES DURANTE LA EJECUCIÓN

Los controles durante la ejecución tienen como objetivo dejar constancia de lo realmente ejecutado en obra, ya que podemos encontrar distintos elementos o circunstancias que nos hagan tener que adaptar la solución diseñada en proyecto.

En este apartado, además de la medición realmente ejecutada, debemos controlar los parámetros referentes al cemento ya que, junto con el terreno natural, es el otro componente que definirá las características mecánicas del material suelo-cemento:

#### Cemento

- Consumo (Kg/m<sup>3</sup>)
- Tipo de cemento:
  - Componentes básicos del cemento
  - Resistencia mecánica a compresión (32,5/42,5)
  - Alta Resistencia inicial o normal (N/R)
  - Características especiales frente a durabilidad

### 3.7.1. CONTROLES DE RECEPCIÓN DE MATERIAS PRIMAS O COMPONENTES

#### Cemento:

Se controla que el cemento tenga las características demandadas para el tipo de terreno en cuestión, en especial de si se trata de un cemento ordinario o sulforresistente. Para ello, se solicita el certificado de calidad de la materia prima.

Se comprobará el marcado CE. El cemento debe protegerse de la humedad o del aire, que podría afectar perjudicialmente a su uso y/o función.

#### Aditivos:

Se controla que tenga las características de la ficha técnica.

Se comprobará que dispone de marcado CE si hubiera lugar.

### 3.7.2. CONTROL DE PUESTA EN OBRA DEL SISTEMA

Las obras se han llevado a término sometidas a la preceptiva Dirección de obra y se ha realizado un control de la puesta en obra de acuerdo con las especificaciones técnicas contenidas en el DIT 576/11.

Durante la ejecución se deben controlar los siguientes parámetros:

- Fecha y hora.
- Número de referencia de la columna.
- Velocidad de penetración.
- Velocidad de rotación.
- Relación a/c.
- Cantidad de lechada por metro de profundidad.
- Cota de apoyo.

### 3.8. CUARTA ETAPA: CONTROL DE PRODUCTO TERMINADO

Para la consecución de los objetivos de investigación de la presente tesis, se ha establecido un programa de experimentación consistente en la realización de distintos ensayos, considerados óptimos por su facilidad de obtención y su fácil parametrización a la hora de obtener las características propias de las columnas Mixpile®.

En las especificaciones de diseño se ha definido el alcance de los ensayos y el control y antes del comienzo de los trabajos, se han establecido los procedimientos para su verificación, control y aceptación.



En cada uno de los proyectos de ejecución se han establecido las especificaciones de los materiales a emplear, las propiedades del terreno tras su mejora y las condiciones constructivas y de control.

Los criterios de aceptación, fijados en el proyecto para el método que pueda adoptarse de mejora del terreno, consistirán en unos valores mínimos de determinadas propiedades del terreno tras su mejora.

La consecución de estos valores o de valores superiores a los mínimos, tras el proceso de mejora, debe contrastarse adecuadamente según los siguientes controles:

#### Probetas

- Laboratorio
- Fecha
- Tensión 7 días
- Tensión media a 7 días

#### Placa de carga

- Laboratorio
- Fecha
- Tensión
- Asiento
- K30
- K30 medio

### **3.8.1 PROBETAS DE LA MEZCLA SUELO-CEMENTO**

El ensayo consiste en la rotura a compresión simple de probetas cilíndricas de la mezcla de la lechada de cemento con el terreno. La toma de muestras se realiza en fresco, introduciendo el útil aproximadamente a 1,00 m de profundidad y tomando de ahí el material para su posterior ensayo.

El número mínimo de lotes vendrá dado, según la tabla 86.5.4.1 de la EHE.

Cada lote estará compuesto por:

6 probetas cilíndricas de 15 x 30 cm

- 2 probetas para rotura a 7 días
- 2 probetas para rotura a 28 días
- 2 probetas de “reserva”

Si la lechada contiene aditivos aceleradores o retardadores de fraguado o el terreno es orgánico, el período puede modificarse de acuerdo con las especificaciones del aditivo empleado o las características particulares del terreno orgánico, en su caso.

La rotura a compresión de las probetas debe ser superior a 5 MPa. Aplicando un coeficiente de seguridad de 6 se calculará el tope estructural de la columna según el apartado 5.3.8.1 del DB-SE-C del CTE.



*Figura 3.4. Testigo mezcla suelo-cemento. Fuente: Elaboración propia*

#### Procedimiento de ensayo

Para poder llevar a cabo el ensayo hay que disponer de una máquina dotada de regulación de cargas que permita aumentarlas de forma continua y sin saltos bruscos.

Además la máquina dispondrá de dos platos de acero, planos y rectificadas, con una dureza, en el plano de contacto, no inferior a 55 HRC. La dimensión de los platos será, como mínimo, superior en un 3 % al diámetro de la probeta a ensayar. Los platos contendrán marcas, guía acanalada, de forma que permitan el correcto centrado de la probeta.

Los platos tendrán un espesor suficiente para garantizar que no se deformen durante el ensayo.

El espesor mínimo se establece en 25 mm.

El plato superior estará sobre una rótula esférica que permita efectuar giros de al menos 4º en el entorno del eje vertical y de cualquier valor en el eje horizontal. El centro de la esfera de la rótula ha de coincidir con el centro de la superficie de apoyo del plato superior sobre la probeta y, a la vez, coincidir con el centro del plato inferior.

La lectura de cargas hay que realizarse con una precisión mínima del 1% del resultado del ensayo.

El sistema de lectura tiene que disponer de un indicador de la carga máxima a la que se ha llegado.

La máquina estará calibrada e identificada como clase 1 cuando la precisión sea mayor del 1%, entre el 10 y el 90% de la escala de medida utilizada, o clase 2, cuando la precisión sea mayor del 2 %.

Se ensayarán probetas debidamente refrentadas.

Las probetas que hayan estado curadas en cámara húmeda o sumergidas en agua, tienen que perder humedad antes de su rotura. El tiempo máximo transcurrido de su extracción de la cámara de conservación, no será superior a 3 horas.

La probeta se coloca de forma muy cuidadosa en el plato inferior centrándola con ayuda de las marcas de referencia.

Acto seguido se aproximan los platos de la prensa de forma que el superior se coloque perfectamente en la cara superior de la probeta sin atribuirle carga a ésta.

A continuación se aplicará la carga de forma continua y sin choques bruscos, de manera que el aumento de tensión medio sobre la probeta sea de  $5 \pm 2 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$ . En estas condiciones se sigue aplicando carga hasta que la probeta se deforme rápidamente. Se anotará la carga máxima obtenida en el momento de rotura.

El resultado se calcula dividiendo la carga de ruptura en Newtons, por la superficie de la base de la probeta en  $\text{mm}^2$ . El valor de resistencia a compresión se expresa en MPa ( $\text{N/mm}^2$ ).

Normas de Referencia o Relacionadas:

UNE 83-304-84, EN 12390-4-2000, UNE 83-301, UNE 83-303, UNE 83-302, EHE.

Como regla general, las determinaciones del valor de resistencia a compresión se efectúan sobre un mínimo de dos probetas a una edad concreta del hormigón, habitualmente, de veintiocho días.

En todo caso la hoja de resultados del ensayo, como mínimo ha de contener los siguientes datos:

- Designación y fecha de elaboración de la probeta.
- Forma y dimensiones de la probeta.
- Si son probetas testigo, la dirección de la carga respecto la dirección de hormigonado.
- Sistemática y tiempo de conservación de la probeta.
- Edad del hormigón.
- Precisión de la máquina utilizada.
- Carga de rotura.
- Tensión de rotura en MPa.
- Tensión de rotura corregida teniendo en cuenta la esbeltez de la probeta, si es el caso.
- Posibles defectos apreciados al hormigón o en la rotura de la probeta.

#### 3.8.2. PLACAS DE CARGA

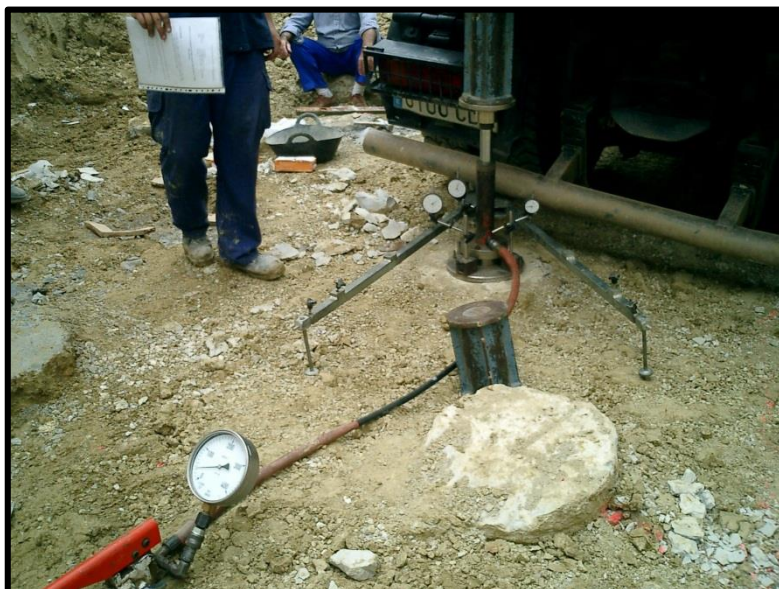
Se realiza sobre las columnas una placa de carga. Con este ensayo, se comprueba que los siguientes valores son iguales o superiores a los proyectados:

- Asientos
- K30

El número mínimo de ensayos de placa de carga sobre las columnas será de, al menos, 1 por cada 500 m.l. de Mixpile®.

Sin embargo, por debajo de esta medición, se puede estudiar la recomendación de la ejecución de dicha prueba en función del tipo de edificación, del terreno de apoyo y de las condiciones de accesibilidad del solar, considerando, en este caso unos valores de resistencia más conservadores.

El ensayo se realiza de acuerdo con la UNE 103807:2008 .



*Figura 3.5. Placa de carga. Fuente: Elaboración propia*

### Procedimiento del ensayo

Consiste en medir el desplazamiento vertical de un punto de la superficie de un suelo situado en la vertical del centro de gravedad de una placa rígida con carga. Se miden las deflexiones de este punto producidas en dos o más ciclos de carga respecto a una posición inicial de referencia.

A partir de las mediciones y de las cargas transmitidas por la placa, se calculan los módulos referidos.

Se prepara la superficie, de manera que quede completamente plana y limpia. Una vez preparada la superficie se procede a la colocación de la placa de carga que se nivela horizontalmente con ayuda del nivel de burbuja que lleva incorporada.

A continuación se dispone el dispositivo de carga, consistente en un gato hidráulico de doble efecto comandado por una bomba de precisión con sistema directo de medición de carga. Como reacción se suele usar un eje posterior de un camión cargado.

Para medir el asentamiento de la superficie se usa un puente de medición y tres comparadores de exactitud 0,01 mm. El movimiento de la placa se mide a lo largo del eje vertical al plano de la placa situado al baricentro del triángulo equilátero formado por tres puntos que, al inicio del ensayo, han de equidistar del centro y, que forman entre sí un ángulo de 120°. El puente de medición, de material rígido y estable, debe tener una luz de 4 m y un momento resistente, mínimo, de 8 cm<sup>3</sup>.

Se inicia con una precarga de  $0,01 \text{ NN/mm}^2$  durante 30 segundos. El proceso normal es aumentar progresivamente la carga hasta adquirir una tensión bajo placa del orden de  $0,5 \text{ MN/m}^2$ .



En todos los casos el proceso de carga debe incluir, como mínimo, seis niveles aproximadamente iguales. El intervalo de tiempo entre dos niveles consecutivos debe ser, como mínimo, de un minuto. En todo caso, en los ciclos de carga y descarga únicamente se puede pasar al siguiente nivel cuando las variaciones de asentamiento o levantamiento, con lecturas cada 2 minutos, no sean superiores a  $0,2 \text{ mm/min}$ .

El proceso de descarga debe efectuarse en 3 niveles, correspondientes al 50%, 25% y 0% de la carga máxima.

Una vez finalizada la descarga, se inicia un nuevo ciclo de carga que alcanzará hasta el penúltimo nivel de la aplicación en el primer ciclo.

Los resultados obtenidos se reflejarán en un gráfico con los valores de carga, descarga – asentamiento, recuperación de cada nivel.

### **3.9 EJEMPLOS DE CÁLCULO Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS REALES**

Para ilustrar el procedimiento que acabamos de desarrollar, se muestran dos ejemplos de aplicación del mismo en obras reales:

#### **3.9.1. COLEGIO DE ABOGADOS MELILLA**

Se propone la ejecución de 105 unidades de Mixpile® apoyados a la cota entre  $-5,00$  y  $-6,50\text{m}$ , en la capa de gravas y bolos en matriz arenosa perteneciente a la UG-II.

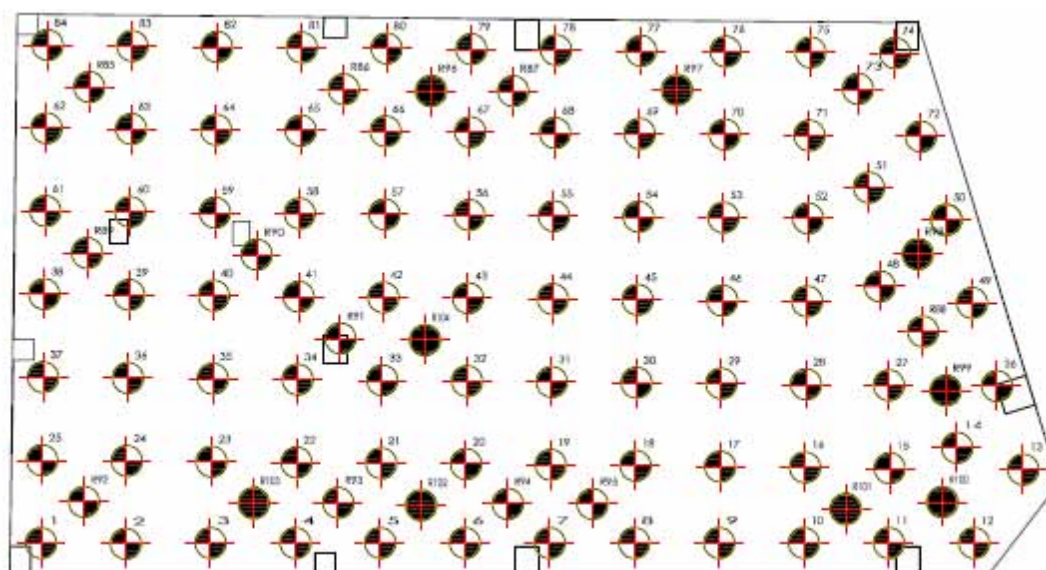


Figura 3.6. Distribución Mixpile Colegio de abogados. Fuente: Elaboración propia

### CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

U.G.-I: Relleno	Cota	0,00 m -2,00 m
	Índice SPT	$N_{30} = 4-8$
	Densidad aparente	$g_{ap} = 1,70-1,75 \text{ t/m}^3$
	Ángulo de rozamiento	$f = 12-14^\circ$
	Cohesión	$C = 0,10-0,20 \text{ t/m}^2$
	Módulo de deformación	$E =$
	Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$
U.G.II Aluvial superficial <i>Arena limosa</i> <i>Limo arenoso</i> <i>con pasadas</i> <i>arcillosas y lechos</i> <i>con gravilla</i>	Cota	-2,00 m -4,50 m
	Índice SPT	$N_{30} = 12-14$
	Densidad aparente	$g_{ap} = 1,85-1,90 \text{ t/m}^3$
	Ángulo de rozamiento	$f = 26-27^\circ$
	Cohesión	$C = 0,50-0,75 \text{ t/m}^2$
	Módulo de deformación	$E = 60-70$
	Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$
U.G.II	Cota	-4,50 m -6,00 m



<b>Aluvial superficial</b>  <i>Gravas y bolos en matriz arenosa</i>	Índice SPT	$N_{30} = 12-14$
	Densidad aparente	$g_{ap} = 1,85-1,90 \text{ t/m}^3$
	Ángulo de rozamiento	$f = 26-27^\circ$
	Cohesión	$C = 0,50-0,75 \text{ t/m}^2$
	Módulo de deformación	$E = 60-70$
	Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$
<b>U.G.-II:</b>  <b>Aluvial intermedio</b>  <i>Arcilla arenosa</i>  <i>Arena limosa con intercalaciones de areniscas cementadas</i>	Cota	-6,00 m -9,00 m
	Índice SPT	$N_{30} = 25-35$
	Densidad aparente	$g_{ap} = 1,95-2,00 \text{ t/m}^3$
	Ángulo de rozamiento	$f = 28-29^\circ$
	Cohesión	$C = 0,75-1,00 \text{ t/m}^2$
	Módulo de deformación	$E = 125-150$
<b>U.G.-II</b>  <b>Aluvial inferior</b>  <i>Arcilla arenosa</i>  <i>Arena limosa con intercalaciones de areniscas cementadas</i>	Cota	-9,00 m
	Índice SPT	$N_{30} = R$
	Densidad aparente	$g_{ap} = 2,05-2,10 \text{ t/m}^3$
	Ángulo de rozamiento	$f = 31-32^\circ$
	Cohesión	$C = 1,25-1,50 \text{ t/m}^2$
	Módulo de deformación	$E = 225-250$
	Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$

## MATERIALES

Según el apartado 3.2.1 del estudio geotécnico, el suelo es NO AGRESIVO, por lo que el cemento a utilizar es ORDINARIO. El cemento a utilizar será CEM II A/V 42,5 R.

## JUSTIFICACION DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO



El cálculo se realizará según lo indicado en el anejo F.2 del DB-SE: Cimientos.

Nivel terreno	Cota de apoyo (m)	N <sub>30</sub>	q <sub>p</sub> (kPa)	Q <sub>p</sub> (kN)
UG-II Gravas y bolos en matriz arenosa	-5,00 -6,00	9-10	1900	304

No la consideramos en este caso resistencia por fuste.

La carga admisible Q<sub>adm</sub> del Mixpile será la suma de Q<sub>p</sub> y Q<sub>s</sub>, aplicando los coeficientes de seguridad. Esto es :

Q <sub>p</sub> (kN)	F <sub>p</sub>	Q <sub>s</sub> (kN)	F <sub>s</sub>	Q <sub>adm</sub> (kN)
304	3	-	-	101,3

La elección del número de mix se hará en función de las cargas totales y de la Q<sub>adm</sub> del Mixpile. De esta forma:

$$N = \frac{C_{total}}{Q_{adm}}$$

Siendo:

N = Nº de Mixpile\*

C total = Cargas totales.

Q<sub>adm</sub> = Capacidad de carga del Mixpile\*

Para este caso:

$$N = \frac{C_{total}}{Q_{admisible}} = \frac{1050}{10,34} = 102 < 105 \text{ Mixpile}$$

Lo que supone una distribución en una cuadrícula base de 1,25 x 1,25 m más refuerzos.

## CÁLCULO DE ASIENTOS

El asiento vendrá definido por la expresión:

$$s_{equi} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{total}}{E_{equi}}$$

Siendo:

$s_{equi}$  = asiento equivalente.

$q'_{total}$  = la presión efectiva bruta en la base de apoyo de la losa.

$\Delta h$  = la altura del estrato en que se considera el asiento.

Nivel terreno	Cota (m)	Módulo de deformación E (kg/cm <sup>2</sup> )
UG-I Relleno	-1,00 -2,00	400
UG-II Aluvial sup	-2,00 -5,00	450
UG-II Aluvial sup	-5,00 -6,00	150
UG-II Aluvial int	-6,00 -9,00	100
UG-IV Aluvial inf	-9,00 -15,00	200

Asiento medio  $S_{medio}$

2,60 cm

### CÁLCULO DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

La carga de hundimiento para el caso de los terrenos coherentes la calcularemos mediante la expresión 4.8 del CTE DB-SE-C en el apartado 4.3.2.1.

El  $K_{30}$  en el caso de tener una mezcla de suelos será el siguiente:

$$K_{30, equi} = K_{30, suelo} (1 - \rho) + K_{30, mixpile} \rho$$

$K_{30}$ mixpile (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_{30}$ suelo (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_{30}$ equiv (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_s$ equiv (kg/cm <sup>3</sup> )
---	---	---	--------------------------------------

27	2	5,60	1,50
----	---	------	------

Por lo que la presión admisible será:

$$q_{adm} = \frac{K_s \cdot s}{f} (kN/m^2)$$

$K_s$ equiv (KN/m <sup>3</sup> )	Asiento s (m)	Factor de seguridad f	Presión admisible (kg/cm <sup>2</sup> )
14600	0,035	3	1,70

## CONCLUSIONES TRAS LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS

Tras los ensayos realizados en la obra: “Colegio de abogados, Melilla”, obtenemos los siguientes resultados:

### Rotura de probetas:

Según la memoria de cálculo, a cada Mixpile se le adjudica una capacidad de carga de 10,34ton, lo que supone una tensión de:

$$\sigma_{MIX} = \frac{F}{A} = \frac{10340Kg}{1590cm^2} = 6,5Kg/cm^2$$

Los ensayos a compresión simple, nos han dado una tensión mínima de rotura a 7 días igual a 65,6 kg/cm<sup>2</sup> = 6,4 MPa.

Esto supone un factor de seguridad de 10 frente al tope estructural.

$$f = \frac{\sigma_{probeta}}{\sigma_{mix}} = \frac{65,6Kg/cm^2}{6,5Kg/cm^2} \approx 10$$

Se cumplen, por tanto, las dos condiciones indicadas en el apartado 5.5.1. del D.I.T:

- La rotura a compresión de las probetas debe ser superior a 5 MPa.
- El coeficiente de seguridad debe ser igual o superior a 6.

#### Placas de carga:

Se ha realizado una placa de carga:

Placa	Tensión (kg/cm <sup>2</sup> )	Asiento máximo (mm)
Nº 1	4,50	0,19

El ensayo de placa de carga nos permite comprobar el  $K_{30}$  del Mixpile®:

$$K_{30MIX} = \frac{\sigma}{s} = \frac{4,50 \text{ Kg/cm}^2}{0,019 \text{ cm}} = 237,8 \text{ Kg/cm}^3 > 27 \text{ Kg/cm}^3$$

Suponemos que las características del suelo natural intermedio no varían:

$$K_{30SUELO} = 2,00 \text{ Kg/cm}^3$$

Vemos cómo, según los ensayos de placa de carga, **obtenemos valores superiores a los considerados en cálculo, por lo que podemos dar por buenos los valores de  $K_{30}$  y tensión admisible considerados en el mismo.**

$K_{30}$ mixpile (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_{30}$ suelo (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_{30}$ equiv (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_s$ equiv (kg/cm <sup>3</sup> )
27	2	<b>5,60</b>	1,50

Por lo que la presión admisible será:

$K_s$ equiv (KN/m <sup>3</sup> )	Asiento s (m)	Factor de seguridad f	Presión admisible (kg/cm <sup>2</sup> )
4600	0,035	3	<b>1,70</b>

RESULTADO DEL ENSAYO

DATOS DE REFERENCIA

ALBARÁN	3612	FECHA RECOGIDA	10/10/2013	LABORANTE	Juan José Molina Úbeda
---------	------	----------------	------------	-----------	------------------------

DATOS DE LA MUESTRA

TIPO MORTERO	PREPARACION	SUMINISTRADOR	USO
	Obra	MEXAN	MICROPILOTES

COMPONENTES MORTERO

CEMENTO:	CEMII/A-V 42,5R	RETARDANTE		OTROS:	
----------	-----------------	------------	--	--------	--

ANALISIS SOLICITADOS Y RESULTADOS

RESISTENCIA A FLEXION Y COMPRESION (UNE EN 1015-11)

EDAD	FECHA DE ENSAYO	RESISTENCIA FLEXION			RESISTENCIA COMPRESION		
		Kp	Kp/cm2	Mpa	Kp	Kp/cm2	Mpa
7	17/10/2013	590,8	126,6	12,4	1326,0	81,3	8,0
					1264,0	77,5	7,6

LOCALIZACION

Microplote Nº 809

OBSERVACIONES

Toma Nº 1

RESULTADO DEL ENSAYO

DATOS DE REFERENCIA

ALBARÁN	3621	FECHA RECOGIDA	10/10/2013	LABORANTE	Juan José Molina Úbeda
---------	------	----------------	------------	-----------	------------------------

DATOS DE LA MUESTRA

TIPO MORTERO	PREPARACION	SUMINISTRADOR	USO
	Obra	MEXAN	MICROPILOTES

COMPONENTES MORTERO

CEMENTO:	CEMII/A-V 42,5R	RETARDANTE		OTROS:	
----------	-----------------	------------	--	--------	--

ANALISIS SOLICITADOS Y RESULTADOS

RESISTENCIA A FLEXION Y COMPRESION (UNE EN 1015-11)

EDAD	FECHA DE ENSAYO	RESISTENCIA FLEXION			RESISTENCIA COMPRESION		
		Kp	Kp/cm2	Mpa	Kp	Kp/cm2	Mpa
7	17/10/2013	540,6	124,3	12,2	1713,6	105,0	10,3
					1632,0	100,0	9,8

LOCALIZACION

Microplote Nº 45

OBSERVACIONES

Toma Nº 2

Figura 3.7.a. Resultado rotura probetas Colegio abogados. Fuente: Elaboración propia

RESULTADO DEL ENSAYO

DATOS DE REFERENCIA

ALBARÁN	3624	FECHA RECOGIDA	11/10/2013	LABORANTE	Juan José Molina Úbeda
---------	------	----------------	------------	-----------	------------------------

DATOS DE LA MUESTRA

TIPO MORTERO	PREPARACION	SUMINISTRADOR	USO
	Obra	MEKAN	MICROPILOTES

COMPONENTES MORTERO

CEMENTO:	CEMII/A-V 42,5R	RETARDANTE		OTROS:	
----------	-----------------	------------	--	--------	--

ANÁLISIS SOLICITADOS Y RESULTADOS

RESISTENCIA A FLEXION Y COMPRESION (UNE EN 1015-11)

EDAD	FECHA DE ENSAYO	RESISTENCIA FLEXION			RESISTENCIA COMPRESION		
		Kp	Kp/cm2	Mpa	Kp	Kp/cm2	Mpa
7	18/10/2013	499,0	105,5	10,3	1213,0	74,4	7,3
					1101,6	67,5	6,6

LOCALIZACION

Micropilote Nº R-56

OBSERVACIONES

Toma Nº 3

RESULTADO DEL ENSAYO

DATOS DE REFERENCIA

ALBARÁN	3625	FECHA RECOGIDA	11/10/2013	LABORANTE	Juan José Molina Úbeda
---------	------	----------------	------------	-----------	------------------------

DATOS DE LA MUESTRA

TIPO MORTERO	PREPARACION	SUMINISTRADOR	USO
	Obra	MEKAN	MICROPILOTES

COMPONENTES MORTERO

CEMENTO:	CEMII/A-V 42,5R	RETARDANTE		OTROS:	
----------	-----------------	------------	--	--------	--

ANÁLISIS SOLICITADOS Y RESULTADOS

RESISTENCIA A FLEXION Y COMPRESION (UNE EN 1015-11)

EDAD	FECHA DE ENSAYO	RESISTENCIA FLEXION			RESISTENCIA COMPRESION		
		Kp	Kp/cm2	Mpa	Kp	Kp/cm2	Mpa
7	18/10/2013	479,4	110,2	10,8	1071,0	65,6	6,4
					1122,0	68,8	6,7

LOCALIZACION

Micropilote Nº 16-B

OBSERVACIONES

Toma Nº 4

Figura 3.7.b. Resultado rotura probetas Colegio abogados. Fuente: Elaboración propia

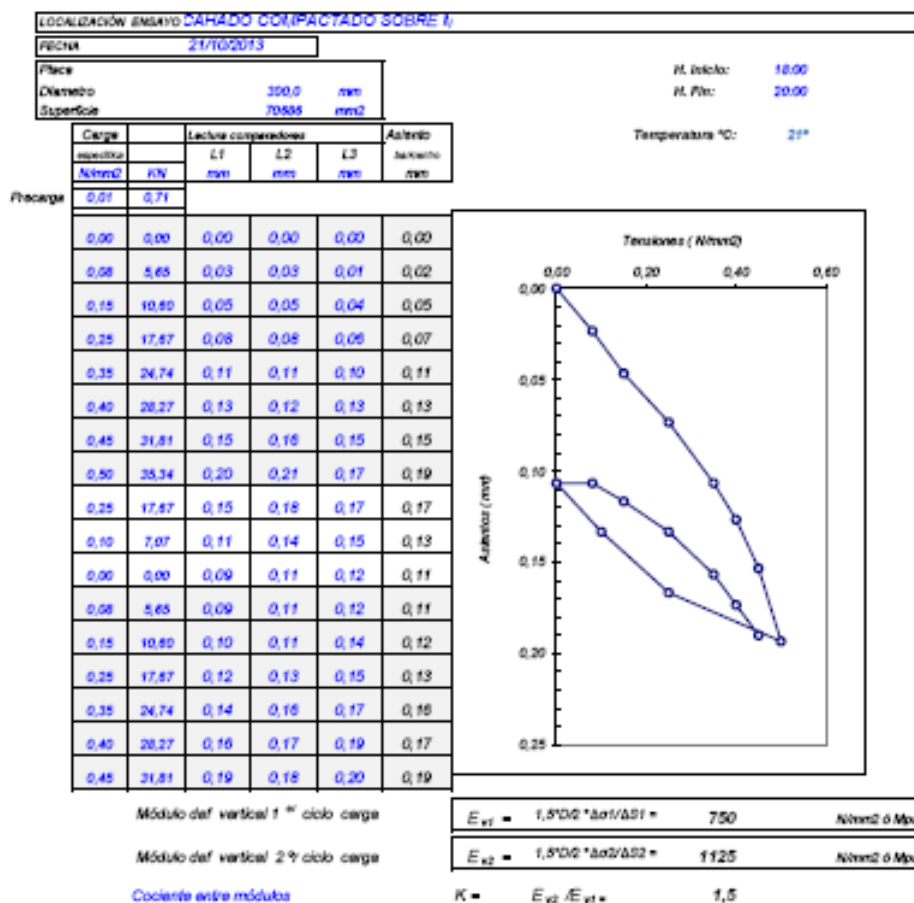


Figura 3.8. Placa de carga Colegio abogados. Fuente: elaboración propia

### 3.9.2. AMPLIACIÓN GRADERÍO ESTADIO LAS PALMAS

Se propone la ejecución de 13 unidades de Mixpile® por zapata apoyados en el nivel III.

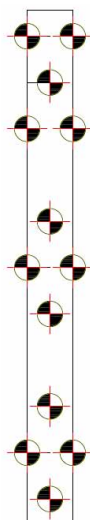



Figura 3.9. Distribución Mixpile Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia

## CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

<div>  <div> UNIVERSIDAD DE MÁLAGA </div> </div>	Nivel I	Cota	0,00 m – 1,35 m
	Pavimento sintético y sus capas de forma	Índice SPT	$N_{30} =$
		Ángulo de rozamiento	$f =$
		Módulo de deformación	$E =$
		Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$
Nivel II	Rellenos antrópicos	Cota	-1,35 m – 3,00 m
		Índice SPT	$N_{30} =$
		Ángulo de rozamiento	$f =$
		Módulo de deformación	$E = 20 \text{ Kg/cm}^2$
		Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$
Nivel III	Terreno granular	Cota	-4,00 m – 25,00 m
		Índice SPT	$N_{30} = 40\text{-R}$
		Ángulo de rozamiento	$f = 30^\circ$
		Módulo de deformación	$E = 300 \text{ Kg/cm}^2$
		Coeficiente de Poisson	$u = 0,3$

## MATERIALES

Según el anejo 2 del estudio geotécnico, el suelo es NO AGRESIVO, por lo que el cemento a utilizar es ORDINARIO.

## CÁLCULO DE LA TENSIÓN ADMISIBLE

La carga de hundimiento la calcularemos mediante la expresión 4.8 del CTE DB-SE-C en el apartado 4.3.2.1.:

$$q_h = c_{u,equi} N_c d_c s_c i_c t_c + q_{ok} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

$c_{u,equi}$  = Resistencia a corte sin drenaje del suelo equivalente.



Para el caso de un relleno en el que consideramos  $\Phi = 0$ ,  $c = 0$ , los coeficientes de capacidad de carga son:

$$N_c = 5,14; N_q = 1; N_\gamma = 0$$

CU equiv (kPa)	Nc	Factor de seguridad f	Presión admisible (kPa)
144	5,14	3	246

Hay que indicar que, en el caso de los terrenos granulares, la carga admisible suele estar limitada por los asientos por lo que para calcularla emplearemos la siguiente fórmula indicada en el anexo E.5 del CTE DB-SE Cimientos:

$$K_s = \frac{q}{s}$$

Donde:

q = Presión (kN/m<sup>2</sup>)

s = Asiento producido (m)

El  $K_{30}$  en el caso de tener una mezcla de suelos será el siguiente:

$$K_{30, equiv} = K_{30, suelo} (1 - \rho) + K_{30, mixpile} \rho$$

K <sub>30</sub> mixpile (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30</sub> suelo (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30, cuadrada</sub> equiv (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30, rectangular</sub> equiv (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>s</sub> equiv (kg/cm <sup>3</sup> )
50	1	8,05	5,60	2,64

Por lo que la presión admisible será:

$$q_{adm} = \frac{K_s \cdot s}{f} (kN / m^2)$$

K <sub>s</sub> equiv (KN/m <sup>3</sup> )	Asiento s (m)	Factor de seguridad f	Presión admisible (kPa)
26400	0,025	3	220

## CÁLCULO DE ASIENTOS

El asiento vendrá definido por la expresión:

$$s_{equi} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{total}}{E_{equi}}$$

Siendo:

$s_{equi}$  = asiento equivalente.

$q'_{total}$  = la presión efectiva bruta en la base de apoyo de la losa.

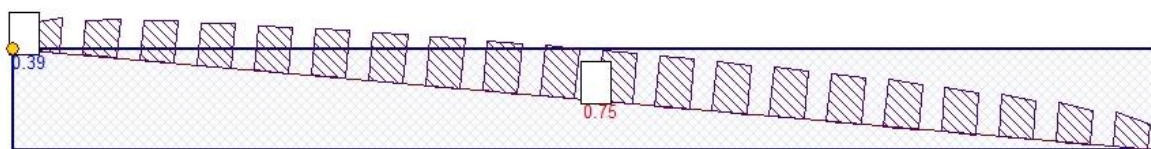
$\Delta h$  = la altura del estrato en que se considera el asiento.

Se ha realizado la comprobación del cálculo de los asientos con el programa **Settle 3D.2007 de Rocscience**, introduciendo la distribución de tensiones previstas en proyecto y las características del terreno aportadas por el informe geotécnico.

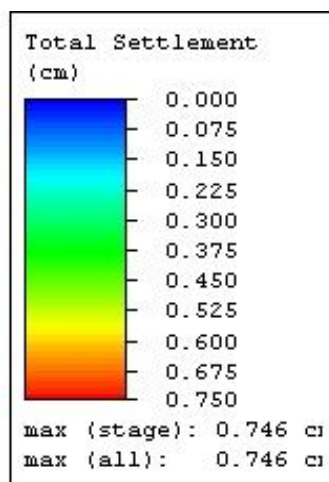
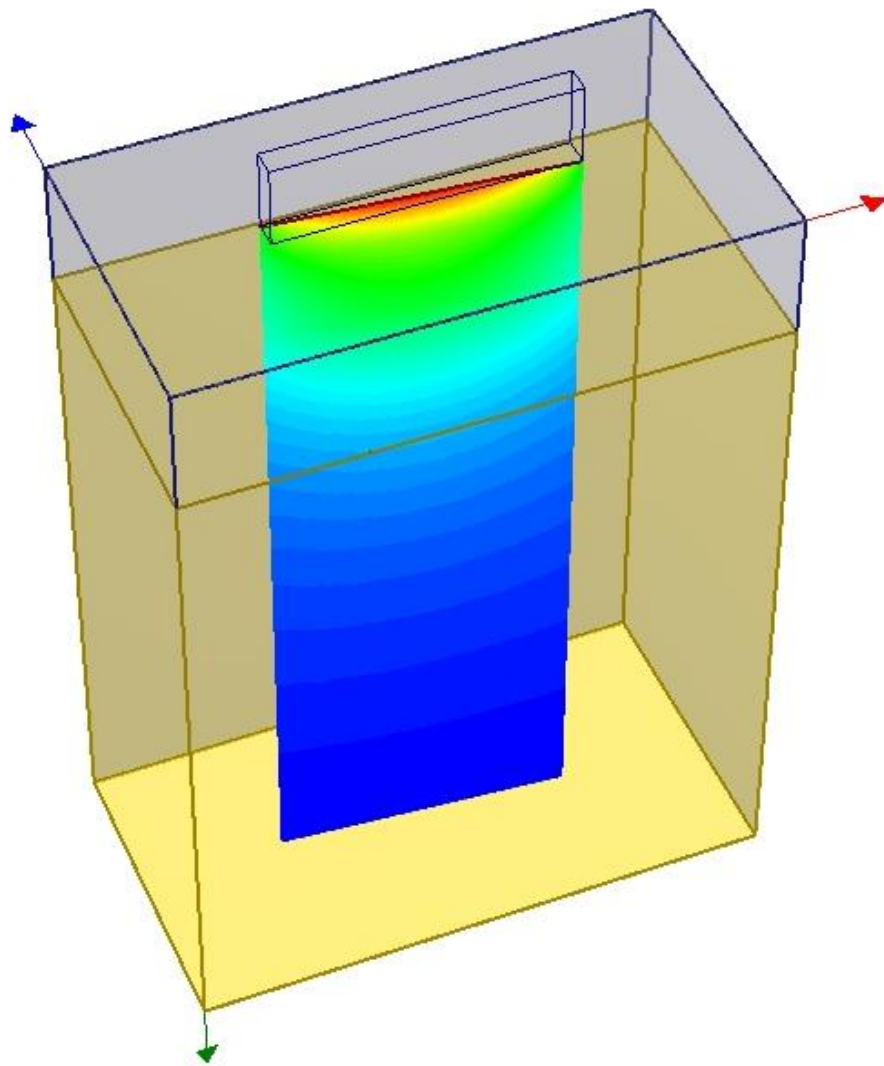
Project Settings				
Units: Metric, stress as kPa				
Method: Boussinesq				
Average properties to calculate layered stresses: Yes				
Stages				
Stage 1				
Soil Layers				
Layer 1 (4 m): Mixpile				
Layer 2 (21 m): Nivel III				

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Es (kPa)	Eur (kPa)
Mixpile		18	70000	70000
Nivel III		18	30000	30000

**Tabla 3.7.** Parámetros introducidos en programa Settle 3D. Fuente: Elaboración propia



**Figura 3.10.** Asientos obtenidos Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia



**Figura 3.11.** Asientos obtenidos Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia

## CONCLUSIONES TRAS LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS

De acuerdo a lo prescrito en las condiciones de fabricación y control del D.I.T nº 576/11, se elabora el presente informe que asegura la conformidad del proceso de fabricación y puesta en obra del sistema a las indicaciones que se dan en el apartado 6 de dicho documento.

### Rotura de probetas:

Cada zapata transmite una carga de 1310 KN, por lo que a cada Mixpile® se le adjudica una capacidad de carga de 100,77 KN.

$$\frac{1310KN}{13 \text{ ud mixpile}} = 100,77KN$$

Esto supone una tensión de:

$$\sigma_{MIX} = \frac{F}{A} = \frac{100,77KN}{0,1590m^2} = 633,76KN / m^2 = 0,633MPa$$

Los ensayos a compresión simple, nos han dado en todos los casos una tensión de rotura a 28 días mayor o igual a 5MPa, quedando del lado de la seguridad los valores más altos obtenidos a causa de la variabilidad granulométrica del terreno.

El factor de seguridad mínimo obtenido frente al tope estructural es el siguiente:

$$f = \frac{\sigma_{probeta}}{\sigma_{mix}} = \frac{5MPa}{0,633MPa} = 7,9$$

Se cumplen, por tanto, las dos condiciones indicadas en el apartado 5.5.1. del D.I.T:

- La rotura a compresión de las probetas debe ser superior a 5 MPa.
- El coeficiente de seguridad debe ser igual o superior a 6

### Placas de carga:

Se han realizado tres placas de carga, lo que nos permite comprobar el  $K_{30}$  del Mixpile®:

$$K_{30MIX} = \frac{\sigma}{s}$$

Placa	Tensión (MPa)	Tensión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Asiento máximo (mm)	K <sub>30,mixpile</sub> (Kg/cm <sup>3</sup> )
Nº 1	0,45	4,5	0,17	264
Nº 2	0,45	4,5	0,51	88,23
Nº 3	0,45	4,5	0,18	250

Según los resultados de los ensayos de placa de carga, obtenemos valores de K<sub>30</sub> y tensión admisible superiores a los considerados en cálculo.

K <sub>30 mixpile</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30 suelo</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30,cuadrada equiv</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>30,rectangular equiv</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )	K <sub>s equiv</sub> (kg/cm <sup>3</sup> )
50	1	8,05	5,60	2,64

Por lo que la presión admisible será:

$$q_{adm} = \frac{K_s \cdot s}{f} (kN/m^2)$$

K <sub>s equiv</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	Asiento s (m)	Factor de seguridad f	Presión admisible (MPa)
26400	0,025	3	0,22

Por otro lado, la capacidad portante solicitada al terreno mejorado según datos aportados, debe ser:

$$\sigma_{terreno\ mejorado} \geq 0,19MPa$$

Tras los ensayos realizados, comprobamos que la tensión admisible obtenida tras la mejora de terreno con sistema Mixpile®, cumple con los requerimientos exigidos en proyecto.

**DENOMINACIÓN:** AMPLIACION GRADERIO ESTADIO GC.C/FONDOS DE SEGURA,S/N.

**DATOS DE LA AMASADA**

<b>LOCALIZACIÓN:</b> ZAPATA SS Nº7				
<b>MUESTRA Nº</b>	<b>HORMIGÓN</b>	<b>FABRICANTE</b>	<b>ALBARÁN Nº</b>	<b>ÁRIDO</b>
H-61354		CEMENTOS LA UNION	NUBLADO	II
<b>HORA DE CARGA</b>	<b>CONSISTENCIA</b>	<b>CEMENTO</b>	<b>ADITIVO</b>	

**RESULTADOS OBTENIDOS**

FECHA FABRICACIÓN		HORA FABRICACIÓN		CONO	TIEMPO - Tº
11-feb-15		12:05			
PROBETA Nº	FECHA DE ENSAYO	EDAD DÍAS	FUERZA DE ROTURA (kN)	RESISTENCIA (Kp/cm²)	RESISTENCIA (MPa)
1	18-feb-15	7	134,40	78	7,6
2	18-feb-15	7	150,90	87	8,5
3	11-mar-15	28	216,40	125	12,2
4	11-mar-15	28	221,30	128	12,5
5	12-abr-15	60			
6	12-abr-15	60			

*Figura 3.12.a. Resultado rotura probetas Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia*

**DENOMINACIÓN:** AMPLIACION GRADERIO ESTADIO GC.C/FONDOS DE SEGURA, S/N.

**DATOS DE LA AMASADA**

<b>LOCALIZACIÓN:</b> ZAPATA Nº4				
<b>MUESTRA Nº</b>	<b>HORMIGÓN</b>	<b>FABRICANTE</b>	<b>ALBARÁN Nº</b>	<b>ÁRIDO</b>
H-61505		CEMENTOS LA UNION		
<b>HORA DE CARGA</b>	<b>CONSISTENCIA</b>	<b>CEMENTO</b>	<b>ADITIVO</b>	
		II B-L 32,5 M		

**RESULTADOS OBTENIDOS**

FECHA FABRICACIÓN		HORA FABRICACIÓN		CONO	TIEMPO - T*
02-mar-15		18:00			NUBLADO
PROBETA Nº	FECHA DE ENSAYO	EDAD DÍAS	FUERZA DE ROTURA (kN)	RESISTENCIA (Kp/cm²)	RESISTENCIA (MPa)
1	09-mar-15	7	90,00	52	5,1
2	09-mar-15	7	97,90	57	5,5
3	30-mar-15	28			
4	30-mar-15	28			
5	01-may-15	60			
6	01-may-15	60			

*Figura 3.12.b Resultado rotura probetas Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia*

**DENOMINACIÓN:** AMPLIACION AGRADERIO ESTADIO GC.C/FONDOS DE SEGURA,S/N.  
**LOCALIZACIÓN:** VIGA CIMENT Nº60 Nº6 **COORDENADAS UTM:** 28R,0455196,3108461  
**UNIDAD DE OBRA:** **Pk/COTA:** **CAPA:**  
**DIÁMETRO PLACA:** 300 mm. **HORA:** **INICIO:** 8:15 **FIN:** 9:00  
**ENSAYO Nº:** 1 **FECHA DE ENSAYO:** 10/03/2015 **ALBARÁN:** 97095

TENSIÓN NORMAL $\sigma_n$ (MN/m <sup>2</sup> )	LECTURA DE COMPARADORES (10 <sup>-2</sup> mm)			MEDIA ((1)+(2)+(3))/3 (10 <sup>-2</sup> mm)	ASIENTO s (mm)
	(1)	(2)	(3)		
PRIMER CICLO DE CARGA					
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,08	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
0,15	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
0,24	0,07	0,08	0,10	0,08	0,08
0,35	0,11	0,12	0,13	0,12	0,12
0,40	0,12	0,13	0,15	0,13	0,13
0,45	0,13	0,15	0,16	0,15	0,15
0,50	0,15	0,16	0,20	0,17	0,17
DESCARGA					
0,25	0,14	0,15	0,18	0,16	0,16
0,12	0,11	0,11	0,16	0,13	0,13
0,00	0,08	0,04	0,07	0,06	0,06
SEGUNDO CICLO DE CARGA					
0,08	0,09	0,05	0,10	0,08	0,08
0,15	0,10	0,08	0,12	0,10	0,10
0,24	0,11	0,11	0,14	0,12	0,12
0,35	0,12	0,13	0,16	0,14	0,14
0,40	0,14	0,14	0,18	0,15	0,15
0,45	0,16	0,15	0,20	0,17	0,17

Figura 3.13.a Placa de carga Graderío Estadio Las Palma. Fuente: Elaboración propia



**DENOMINACIÓN:** AMPLIACION AGRADERIO ESTADIO GC.C/FONDOS DE SEGURA,S/N.  
**LOCALIZACIÓN:** VIGA CIMENT P4,M11 **COORDENADAS UTM:** 28R,0455094,3108470  
**UNIDAD DE OBRA:** **Pk/COTA:** **CAPA:**  
**DIÁMETRO PLACA:** 300 mm. **HORA:** **INICIO:** 8:00 **FIN:** 9:00  
**ENSAYO Nº:** 1 **FECHA DE ENSAYO:** 17/03/2015 **ALBARÁN:** 96742

TENSIÓN NORMAL $\sigma_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	LECTURA DE COMPARADORES (10 <sup>-2</sup> mm)			MEDIA ((1)+(2)+(3))/3 (10 <sup>-2</sup> mm)	ASIENTO s (mm)
	(1)	(2)	(3)		
PRIMER CICLO DE CARGA					
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,08	0,10	0,15	0,06	0,10	0,10
0,15	0,11	0,18	0,18	0,16	0,16
0,24	0,15	0,22	0,27	0,21	0,21
0,35	0,16	0,26	0,52	0,31	0,31
0,40	0,17	0,27	0,68	0,37	0,37
0,45	0,19	0,30	0,82	0,44	0,44
0,50	0,21	0,33	0,92	0,49	0,49
DESCARGA					
0,25	0,19	0,30	0,89	0,46	0,46
0,12	0,17	0,27	0,84	0,43	0,43
0,00	0,09	0,17	0,75	0,34	0,34
SEGUNDO CICLO DE CARGA					
0,08	0,10	0,18	0,76	0,35	0,35
0,15	0,13	0,21	0,81	0,38	0,38
0,24	0,15	0,25	0,87	0,42	0,42
0,35	0,16	0,27	0,93	0,45	0,45
0,40	0,18	0,31	0,95	0,48	0,48
0,45	0,21	0,33	0,98	0,51	0,51

**OBSERVACIONES:** Tipo de base de la placa: Arena fina.

*Figura 3.13.b.. Placa de carga Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia*

**DENOMINACIÓN:** AMPLIACION AGRADERIO ESTADIO GC.C/FONDOS DE SEGURA,S/N.  
**LOCALIZACIÓN:** VIGA CIMENT Nº60 Nº6 **COORDENADAS UTM:** 28R,0455186,3108464  
**UNIDAD DE OBRA:** **Pk/COTA:** **CAPA:**  
**DIÁMETRO PLACA:** 300 mm. **HORA:** **INICIO:** 9:10 **FIN:** 10:00  
**ENSAYO Nº:** 2 **FECHA DE ENSAYO:** 10/03/2015 **ALBARÁN:** 97095

TENSIÓN NORMAL $\sigma_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	LECTURA DE COMPARADORES (10 <sup>-2</sup> mm)			MEDIA ((1)+(2)+(3))/3 (10 <sup>-2</sup> mm)	ASIEN s (mm)
	(1)	(2)	(3)		
PRIMER CICLO DE CARGA					
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,15	0,03	0,03	0,02	0,03	0,03
0,24	0,08	0,08	0,05	0,07	0,07
0,35	0,12	0,12	0,08	0,11	0,11
0,40	0,14	0,15	0,09	0,13	0,13
0,45	0,17	0,16	0,09	0,14	0,14
0,50	0,21	0,21	0,13	0,18	0,18
DESCARGA					
0,25	0,20	0,20	0,11	0,17	0,17
0,12	0,16	0,18	0,08	0,14	0,14
0,00	0,06	0,11	0,04	0,07	0,07
SEGUNDO CICLO DE CARGA					
0,08	0,10	0,11	0,04	0,08	0,08
0,15	0,11	0,12	0,05	0,09	0,09
0,24	0,14	0,16	0,07	0,12	0,12
0,35	0,17	0,19	0,09	0,15	0,15
0,40	0,18	0,20	0,11	0,16	0,16
0,45	0,20	0,22	0,13	0,18	0,18

**OBSERVACIONES:** Tipo de base de la placa: Arena fina.

*Figura 3.13.c. Placa de carga Graderío Estadio Las Palmas. Fuente: Elaboración propia*

### 3.10. CONCLUSIONES

La mejora de terreno se produce mediante la formación de un compuesto en el que las cargas son distribuidas entre el terreno y los Mixpile®. Por todo esto, será necesario realizar un estudio exhaustivo del material obtenido, ya que eso nos servirá para cuantificar la mejora del terreno resultante.

En el DIT del sistema Mixpile® se recogen una serie de rangos de valores y formulaciones que nos permiten estimar las características geomecánicas de las columnas suelo-cemento.

Al igual que sucedía en el capítulo 2 con lo referente a los métodos de cálculo y criterios de diseño, también se pretende utilizar las conclusiones obtenidas en este capítulo para su incorporación en dicho documento, de cara a su revisión en el año 2016.

Tras los ensayos realizados, algunos de los parámetros de cálculo y/o correlaciones deben ser revisados.

En el DIT se asume un valor de resistencia al corte sin drenaje de  $c_u = 0,5 \cdot q_u$ . A este valor se le añadía un factor adicional de seguridad de 1,9, ya que según Broms (2004), este podría resultar excesivo. Quedaba, por tanto un valor:  $c_u = 0,26 \cdot q_u$

Sin embargo, los ensayos realizados en el material Mixpile®, nos indican que los valores se asemejan más a los propuestos por Topolnicki (2004), esto es:

$$c_u = 0,2 q_u$$

Para el módulo de deformación, en el DIT se indica la siguiente relación.  $E = 50-200 q_u$ .

Los ensayos realizados en los Mixpile® nos indican que la relación que más se asemeja a la realidad es la propuesta por Fliz y Navin (2006), esto es:

$$E = 300 q_u$$

Recordemos que, tal y como se indicó en el capítulo anterior, este valor debe reducirse un 10% para el empleo de los métodos de homogeneización.

Con el objeto de caracterizar el resto de las características del Mixpile®, se ha propuesto el siguiente procedimiento, que será empleado para el desarrollo del análisis de resultados (Capítulo 4):

1. Estudios previos.
2. Diseño de la mejora de terreno.
3. Controles durante la ejecución
4. Control del producto terminado

Los datos obtenidos en cada una de las etapas se reflejarán en cada una de las fichas generadas por obra que se recogen en el anexo. En cada uno de los proyectos de ejecución se han establecido las especificaciones de los materiales a emplear, las propiedades del terreno tras su mejora y las condiciones constructivas y de control.

Tanto los controles durante la ejecución como los ensayos tras la ejecución de los Mixpile®, se han elegido por ser considerados óptimos por su facilidad de obtención y su fácil parametrización a la hora de obtener las características propias de las columnas Mixpile®.

En las especificaciones de diseño se debe definir el alcance de los ensayos y los criterios para su verificación, control y aceptación.

Los criterios de aceptación, fijados en el proyecto para el método que pueda adoptarse de mejora del terreno, consistirán en unos valores mínimos de determinadas propiedades del terreno tras su mejora.

La consecución de estos valores o de valores superiores a los mínimos, tras el proceso de mejora, debe contrastarse adecuadamente según los siguientes controles:

- Rotura de probetas
- Placa de carga

# 4

## Capítulo

---

# ANÁLISIS DE RESULTADOS

---



#### 4.1. ENSAYOS REALIZADOS EN EL TERRENO INTERMEDIO

Tal y como acabamos de exponer en capítulos anteriores, estimamos que el terreno natural situado entre las columnas de Mixpile® conserva las características iniciales expuestas en el estudio geotécnico ya que, incluso en el caso de producirse algún tipo de mejora, esta es muy difícil de cuantificar a priori.

Debemos resaltar, por tanto, que a nivel de cálculo consideramos que el terreno natural conserva las características iniciales, quedándonos del lado de la seguridad si finalmente se incrementan sus propiedades.

Como futuras líneas de investigación, podrían realizarse ensayos para caracterizar a posteriori el terreno, sobre todo en el caso de los granulares, en los que sí puede resultar importante, pero no es el objeto de esta tesis. Frente a la mejora producida por el hecho de introducir las columnas suelo-cemento, el posible incremento de las propiedades geotécnicas del terreno natural es menos importante. De ahí el estudio y control sobre el elemento que podemos controlar esto es, la columna de Mixpile®.

Aunque no sea el objeto principal de la investigación de la presente tesis, se expondrá en este apartado un estudio realizado en el terreno intermedio, de carácter granular, tras una mejora tipo Mixpile® para un Centro Socio-Cultural en Cangas do Morrazo (Pontevedra), por su interés como apoyo a las características del sistema de tratamiento para mejora de suelos que tiene el sistema Mixpile®.



**Figura 4.1.** Vista del centro socio-cultural Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia.

Según el estudio geotécnico realizado por Enmacosa, el perfil del terreno natural existente era el siguiente:

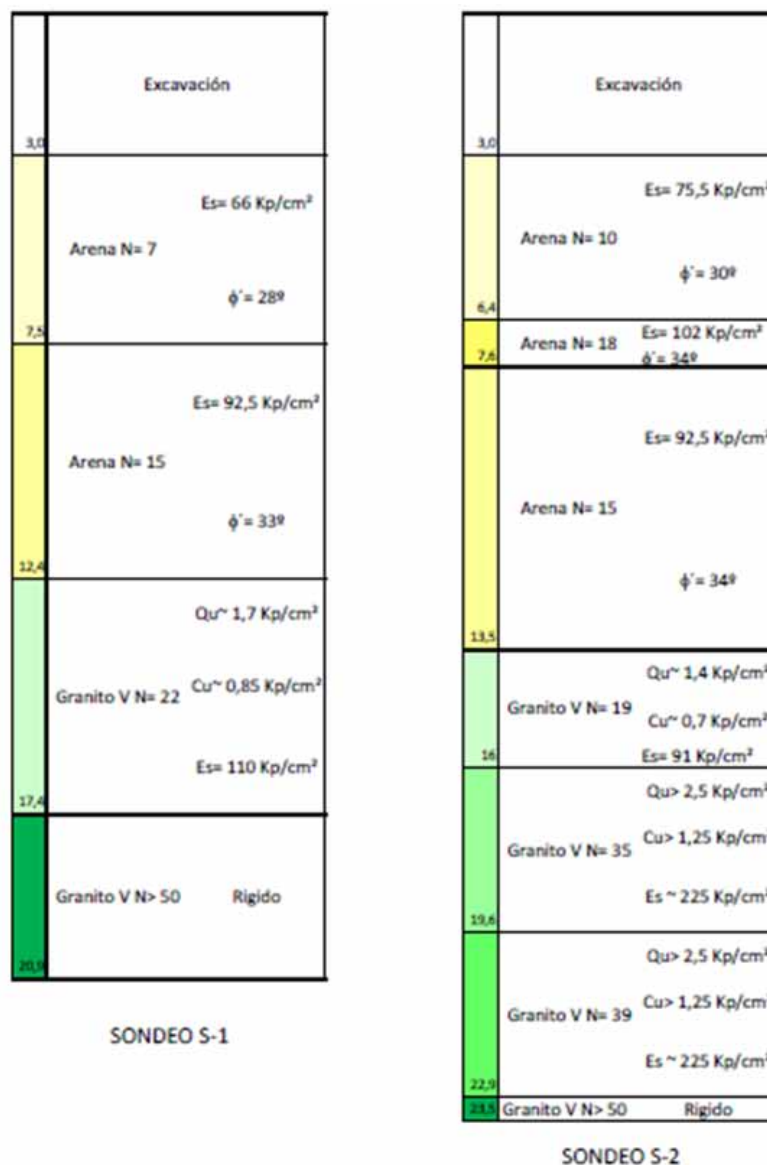
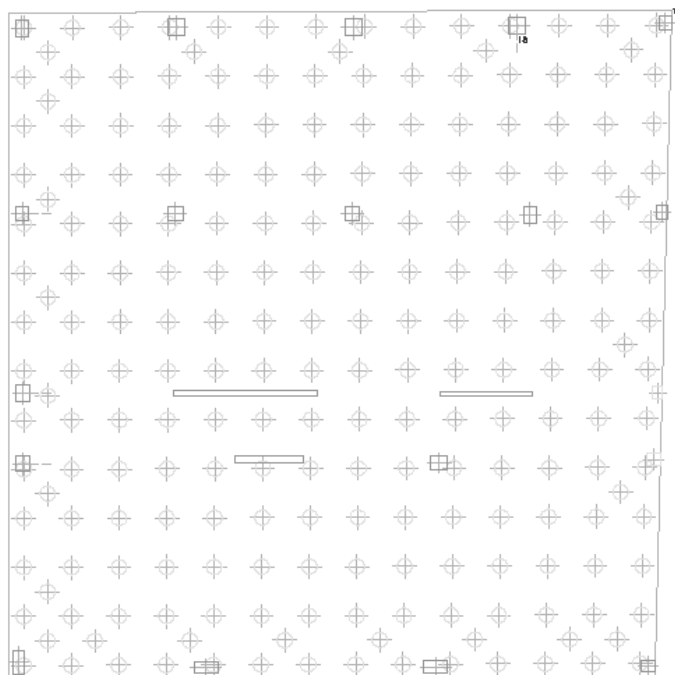


Figura 4.2. Columnas de sondeos Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

Para obtener las características necesarias en el terreno mejorado, se diseña una mejora tipo Mixpile con columnas apoyadas en la arena media, distribuidas según una cuadrícula base de 1,45 x 1,45 m, más las zonas reforzadas bajo esquinas y borde, por lo que le radio de tratamiento mínimo es de 7,5 %.





**Figura 4.3.** Distribución Mixpil Cangas do Morrazo.. Fuente: Elaboración propia.

Tras la ejecución de las columnas Mixpile®, se realizan los siguientes ensayos de penetración DPSH en el terreno natural intermedio, cuyas conclusiones exponemos a continuación.

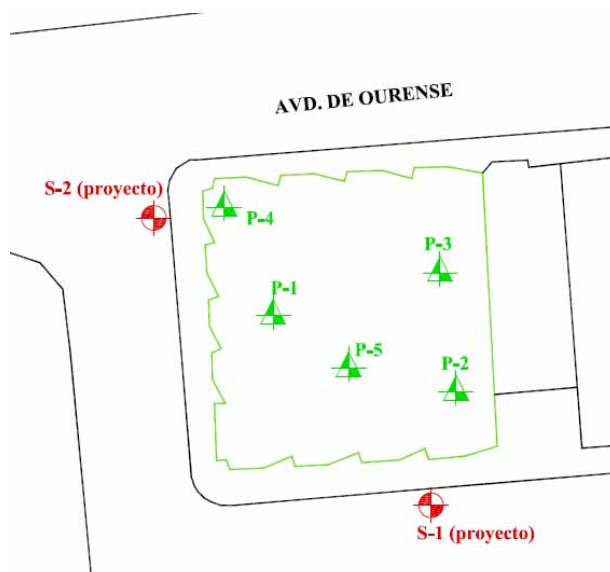


Figura 4.4. Distribución ensayos. Fuente: Elaboración propia.

Correlación entre $N_{DPSH}$ y $N_{SPT}$					
Suelos cohesivos			Suelos granulares		
DPSH: N° de golpes/20 cm	Consistencia	SPT: N° de golpes/30 cm	DPSH: N° de golpes/20 cm	Consistencia	SPT: N° de golpes/30 cm
0-2	Muy blanda	0-2	0-2	Muy suelta	0-4
2-4	Blanda	3-5	2-5	Suelta	4-10
4-10	Media	6-15	5-15	Media	10-30
10-15	Firme	15-25	15-25	Densa	30-50
>15	Muy Firme	>25	>25	Muy Densa	>50

Tabla 4.1. Correlación entre  $N_{dpsh}$  y  $N_{spt}$

Vemos como, incluso en el caso más desfavorable, esto es, el penetra nº 1, el N20 medio del terreno intermedio en los 3 primeros metros es  $N_{20}=6$  y desde la cota -3,00 hasta la cota -5,50 m de apoyo de los Mixpile, el  $N_{20}=10$ .

Según correlaciones orientativas entre valores de  $N_{20}$  y  $N_{30}$ , estos se corresponden con valores de golpeo de SPT de  $N_{30}=10$  y  $N_{30}=20$  respectivamente. Por lo que, en este caso, el terreno natural existente ha incrementado su resistencia hasta el doble de su valor inicial.

Esta mejora se suele dar en terrenos granulares flojos, ya que la lechada de cemento en ese caso, no sólo se consume en la columna Mixpile®, sino que también rellena los huecos del terreno circundante, el cual se densifica. Aún así, volvemos a indicar que actualmente no somos capaces de cuantificar esa mejora, además de ser prácticamente nula en terrenos coherentes, por lo que despreciamos este efecto en todo caso.

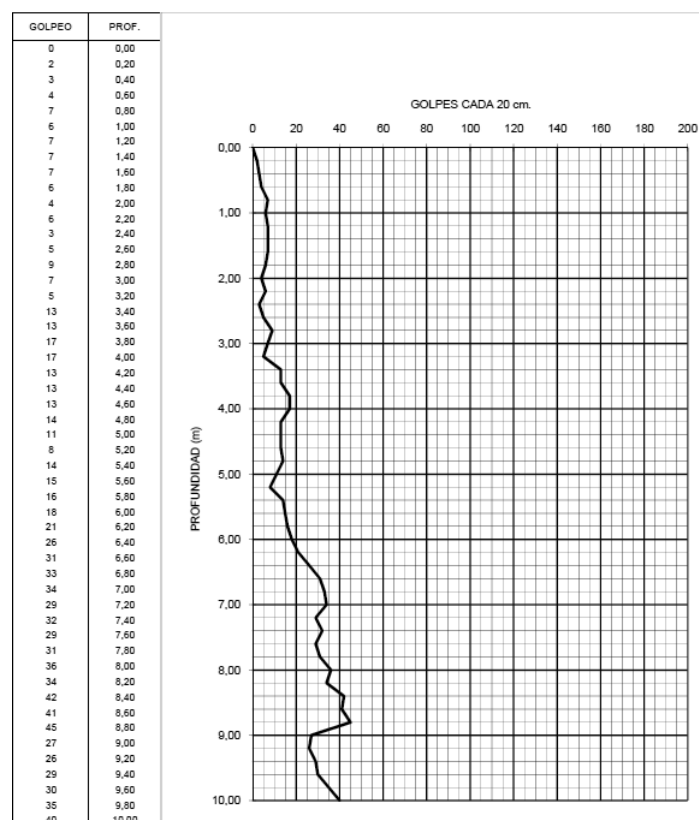
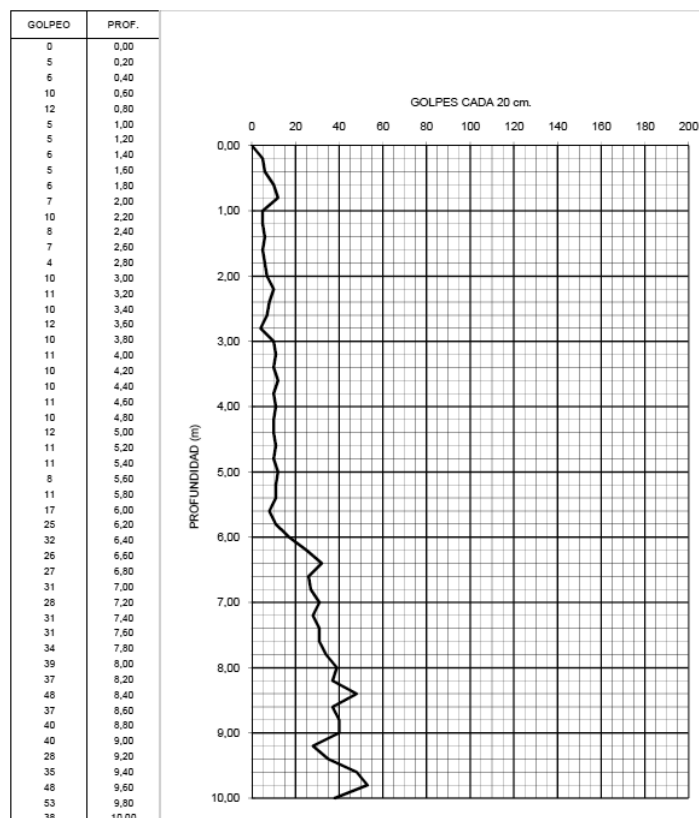


Figura 4.5. Penetro nº 1 y nº 2 Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

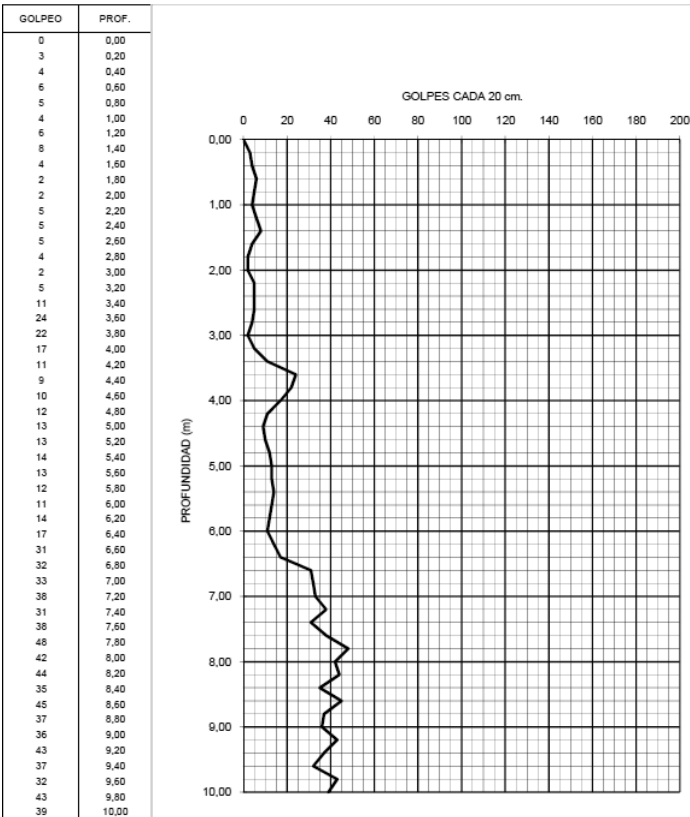
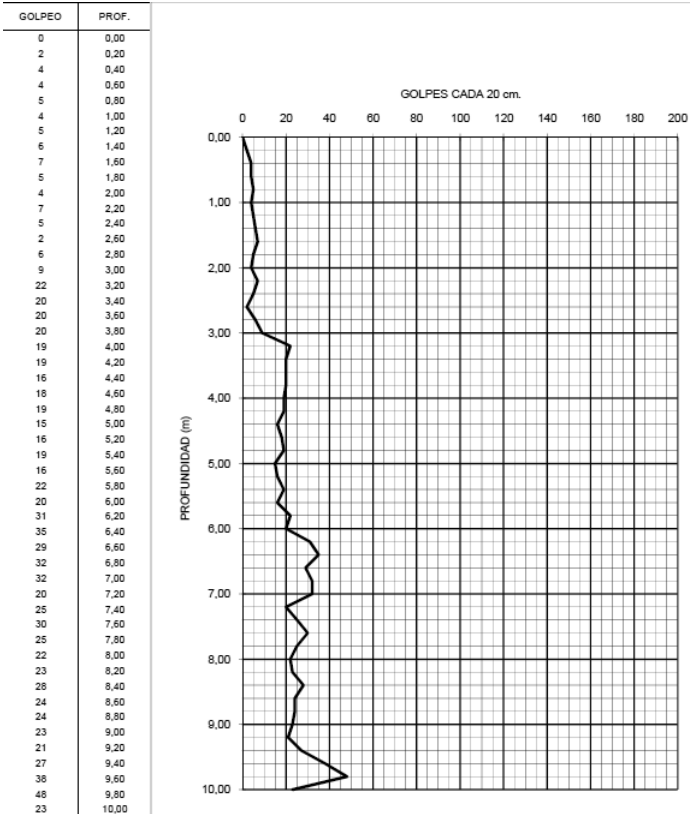


Figura 4.6. Penetro nº 3 y nº 4 Cangas do Morrazo. Fuente: Elaboración propia

## 4.2 ENSAYOS REALIZADOS SOBRE LOS MIXPILE®

La mejora de terreno con el sistema Mixpile® se produce por el hecho de introducir unas columnas suelo-cemento de elevada resistencia que soportan la mayor parte de la carga transmitida por la estructura, transmitiéndola a capas inferiores de terreno y descargando a las más superficiales.

Para poder cuantificar la mejora de terreno es necesario, por tanto, controlar las características de las columnas Mixpile®, para lo que, tal y como se expuso en el capítulo anterior, se realizarán los siguientes ensayos:

### Ensayos sobre la mezcla de suelo/cemento

El número mínimo de lotes vendrá dado, según la tabla 86.5.4.1 de la EHE.

Cada lote estará compuesto por 6 probetas cilíndricas de 15 x 30 cm:

- 2 probetas para rotura a 7 días
- 2 probetas para rotura a 28 días
- 2 probetas de “reserva”

Si la lechada contiene aditivos aceleradores o retardadores de fraguado o el terreno es orgánico, el período puede modificarse de acuerdo con las especificaciones del aditivo empleado o las características particulares del terreno orgánico, en su caso.

### Ensayos “in situ” sobre las columnas de suelo mejorado con cemento

Se realiza sobre las columnas una placa de carga. Con este ensayo, se comprueba que los siguientes valores son iguales o superiores a los proyectados:

- Asientos
- K30

El número mínimo de ensayos de placa de carga sobre las columnas será de, al menos, 1 por cada 500 m.l. de Mixpile®.

Sin embargo, por debajo de esta medición, se puede estudiar la recomendación de la ejecución de dicha prueba en función del tipo de edificación, del terreno de apoyo y de las condiciones de accesibilidad del solar, considerando, en este caso unos valores de resistencia más conservadores.

El ensayo se realiza de acuerdo con la UNE 103807:2008.

### 4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El procedimiento desarrollado en el capítulo 3 se aplicará a 55 obras realmente ejecutadas, cuyo estudio, seguimiento y control se realizará en colaboración con la empresa MIXAN MIX ANDALUCÍA.

Hay que indicar que, si bien los ensayos de rotura de probetas se han realizado en todas ellas, los de placa de carga se han hecho tan sólo en aquellos casos en los que la medición es superior a 500 m.l., tal y como se indica en el DIT 576/11.

El objetivo de la realización de estos ensayos es, en primer lugar, comprobar que los Mixpile® tienen las características exigidas en cálculo, esto es:

Para el caso de la rotura a compresión simple, se exige que la tensión admisible tenga un coeficiente de seguridad frente a tope estructural mínimo de 6 o una tensión mínima de 5 MPa, lo que resulte más limitante.

En los ensayos de placa de carga, se exige que el asiento sea inferior al estimado en cálculo, lo que nos proporciona unos módulos de balasto  $K_{30}$  superiores a los considerados en el diseño de la mejora.

El método de elección de los parámetros de cálculo empleados en el diseño de la mejora y la posterior comprobación de los mismos se ha explicado con detalle en el capítulo 3 y se ha desarrollado a través de dos ejemplos concretos.

En las fichas incluidas en los anexos, se reflejan los parámetros estimados en cálculo en cada una de las 55 obras estudiadas, comparándolos con los resultados obtenidos tras los ensayos. Dichos valores son correctos en todos los casos, lo que nos permite dar por buenas las tensiones admisibles y módulos de balasto estimados.

Una vez comprobado la idoneidad de los criterios empleados hasta ahora en el diseño de la mejora de terreno tipo Mixpile®, tratamos de estudiar la influencia de los distintos parámetros, tanto del terreno como de las columnas suelo-cemento, en los resultados obtenidos en los ensayos.

Por último, se comprobará la adecuación de los resultados de rotura a compresión simple del material obtenido “in situ” en obras reales, con los estimados en laboratorio por Szymkiewicz et al. (2012) según la formulación siguiente, ya que estimamos que a priori es la que considera mejor todos los parámetros que pueden influir en las características del material suelo-cemento del Mixpile®.

$$q_{u28} = \frac{w_f}{w_i} \cdot 64.032 \cdot C^{1.777-0.171 \ln C_{63}} \cdot C_{63}^{0.544} \quad (4.1)$$

Donde:

$q_{u28}$ : Resistencia a compresión simple a 28 días.

$W_f$ : Porcentaje final de agua.

$W_i$ : Porcentaje inicial de agua.

$C$ : Consumo de cemento.

$C_{63}$ : Porcentaje de finos.

Para ello, analizaremos los resultados obtenidos en función del tipo de terreno, que dividiremos en cuatro grandes grupos:

- Granulares:
  - Gravas
  - Arenas
- Coherentes:
  - Limos
  - Arcillas

Las obras estudiadas así como la referencia utilizada en los gráficos se detalla a continuación

OBRA	REF <sup>a</sup>	Nº OBRA	TIPO SUELO		SÍMBOLO
GRADERÍO CANARIAS	MX/1022/2014	1	GRANULAR	ARENA	SC
CENTRO DEPORTIVO	MX/975/13	2	COHERENTE	ARCILLA	CL
COLEGIO ABOGADOS	MX/880/12	3	GRANULAR	ARENA	SC
ALDI	MX/825/11	4	GRANULAR	ARENA	SP-SM
CENTRO CULTURAL	MX/772/10	5	GRANULAR	ARENA	SM-SW
VPA JEREZ DE LA FRONTERA	MX/724/10	6	COHERENTE	ARCILLA	CH
PLASBEL	MX/1127/15	7	COHERENTE	ARCILLA	CL
ARAGÓN	MX/1046/14	8	GRANULAR	ARENA	SM-CH
MARÍA TUBAU	MX/1037/14	9	GRANULAR	GRAVA	GW-GM
SAN JUAN DE DIOS	MX/1011/14	10	COHERENTE	ARCILLA	CL
LAS PALMAS	MX/1001/14	11	GRANULAR	GRAVA	GW
ANCHA	MX/999/14	12	GRANULAR	GRAVA	GM
ORÉGANO	MX/991/14	13	GRANULAR	ARENA	SC
LEALTAD Nº 9	MX/989/14	14	COHERENTE	LIMO	ML
COLEGIO MONTEOLIVO	MX/985/14	15	COHERENTE	ARCILLA	CL
MARIBLANCA	MX/979/14	16	COHERENTE	ARCILLA	CL
2 VVDAS UNIFAMILIARES ELVIRIA	MX/961/13	17	GRANULAR	GRAVA	GW
GENERAL MARINA	MX/955/13	18	GRANULAR	ARENA	SC
LUCHANA 13	MX/914/13	19	COHERENTE	ARCILLA	CL



OBRA	REF <sup>a</sup>	Nº OBRA	TIPO SUELO		SÍMBOLO
PUERTO	MX/1065/15	20	GRANULAR	ARENA	SM
PUERTA DE CASTRO	MX/1094/15	21	COHERENTE	ARCILLA	CL
LA MAIRENA 1504	MX/1132/15	22	GRANULAR	ARENA	SM
SAN NICOLÁS 6	MX/1168/15	23	GRANULAR	ARENA	SM
PEDRO MARTÍN	MX/836/11	24	GRANULAR	ARENA	SC-CL
MOLINA DE SEGURA	MX/803/11	25	GRANULAR	ARENA	SP-SM
SAN QUINTIN 24	MX/767/10	26	GRANULAR	ARENA	SC
BRESCA	MX/734/10	27	COHERENTE	ARCILLA	CL
MIGUEL ZAZO	MX/763/10	28	COHERENTE	ARCILLA	CL
JUAN RENÉ	MX/680/10	29	GRANULAR	ARENA	SM
TEATRO KURSAAL	MX/635/09	30	GRANULAR	ARENA	SM
FUENTE TORONGIL 5-7	MX/622/09	31	COHERENTE	LIMO	ML-OL
BIBLIOTECA EL TORCAL	MX/593/09	32	COHERENTE	ARCILLA	CL
AVDA LOS GIRASOLES	MX/555/08	33	GRANULAR	ARENA	SC
CONDE UREÑA Nº 17	MX/554/08	34	GRANULAR	ARENA	SM
FERNANDO EL CATÓLICO	MX/526/08	35	GRANULAR	ARENA	SC
JORDÁN MARBELLA	MX/511/08	36	GRANULAR	ARENA	SM
PICACHO 5	MX/497/08	37	GRANULAR	ARENA	SC
VAZQUEZ CLAVER 19	MX/415/07	38	GRANULAR	ARENA	SC
GRANADILLOS C/TORO	MX/398/07	39	GRANULAR	ARENA	SM-SC
JUAN DE MENA	MX/380/07	40	GRANULAR	ARENA	SM
RAFAELA	MX/362/07	41	COHERENTE	ARCILLA	CL
VENTURA RODRIGUEZ 11	MX/340/07	42	COHERENTE	ARCILLA	CL
SAN QUINTÍN 17	MX/333/07	43	GRANULAR	ARENA	SC
TEJAS CAÑOS	MX/315/07	44	GRANULAR	ARENA	SM
DEL RÍO	MX/299/06	45	COHERENTE	ARCILLA	CL
CABO NOVAL	MX/798/11	46	GRANULAR	ARENA	SM
JUAN DE LARA	MX/797/11	47	COHERENTE	ARCILLA	CL
GENERAL POLAVIEJA	MX/918/13	48	GRANULAR	ARENA	SC
REGIMIENTO NÁPOLES	MX/1015/14	49	GRANULAR	ARENA	SC
JACINTO RUÍZ MENDOZA	MX/250/06	50	COHERENTE	ARCILLA	CL
EMILIO DÍAZ	MX/228/05	51	GRANULAR	GRAVA	GM
CASTIZUR	MX/228/05	52	GRANULAR	GRAVA	GM
ALAMEDA BARCELÓ	MX/206/05	53	COHERENTE	LIMO	ML
NORIA PUERTO	MX/1180/15	54	GRANULAR	ARENA	SM
PISTA DE PADEL LEON XIII	MX/1165/15	55	GRANULAR	GRAVA	GC

Hay que indicar que gran parte de los terrenos tratados en realidad son rellenos. Algunos de ellos aparecen clasificados pero otros muchos no, ya que, al tratarse de suelos donde , por criterio, no se puede cimentar, no se realiza el análisis correspondiente.



En ese caso, se han anotado las características del terreno natural inmediatamente inferior, cosa que aumenta, evidentemente, el grado de incertidumbre. Se analizará la influencia de estos casos.

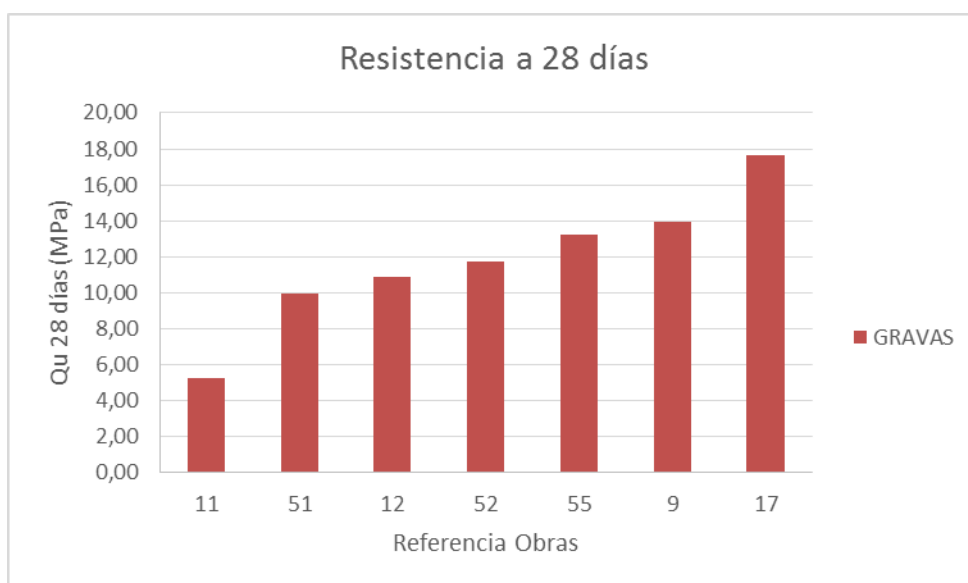
En cualquier caso, antes de proceder al estudio de la influencia de los distintos parámetros en los resultados obtenidos en los ensayos, se procederá a detectar los casos anómalos, tanto para descubrir el por qué de los mismos como para descartar su influencia.

#### 4.4 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE

El estudio de los resultados de los ensayos de rotura de probetas los dividiremos en los cuatro grupos indicados anteriormente

- Granulares:
  - Gravas
  - Arenas
- Coherentes: Estos resultados los presentaremos juntos, pues no hay un número suficiente de ensayos con limos.
  - Limos
  - Arcillas

##### 4.4.1. TERRENOS GRANULARES: GRAVAS



**Figura 4.7:** Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas.

Fuente: Elaboración propia

< 6 MPa	6-8 MPa	8-10 MPa	10-12 MPa	12-15 MPa	15-18 MPa	18-20 MPa	>20 MPa
14%	-	14%	28%	28%	14%	-	-

**Tabla 4.2:** Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Gravas. Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos en la rotura a compresión simple cuando el terreno natural está formado principalmente por gravas, se corresponde con los valores establecidos en el DIT 576/11, que indica que los valores se encuentran entre los 8-15 MPa, rango donde se hallan el 70% de los valores obtenidos.

Los valores superiores suponen un aumento del coeficiente de seguridad. Los inferiores los estudiaremos a continuación:

### 4.4.1.1. RESULTADOS ANÓMALOS

#### MX-1001-14 Las Palmas

La resistencia a 28 días obtenida es de 5,27 MPa, valor muy reducido teniendo en cuenta que se trata de unas gravas, pero en todo caso mayor de los 5 MPa exigidos como mínimo.

La razón de este valor podemos encontrarla en la naturaleza del terreno. En esta ocasión se llevó a cabo la dinamitación de una montaña, colocando los restos procedentes de dicha explosión en la ladera de la misma, sin ningún tipo de compactación y llegando incluso a espesores de hasta 12,00 m de relleno.

Todo esto provocaba que, al ejecutar los Mixpile, se produjesen enormes coqueras y la lechada de cemento no podía mezclarse adecuadamente con el terreno existente debido a que la perforación se encontraba casi vacía por completo.

Por esa razón y, debido a los consumos excesivos de cemento que se estaban produciendo, se decidió añadir mortero a la lechada de cemento (ambos contenían el mismo tipo de cemento CEM II B-P 32,5 N), por lo que las características del material quedan por completo modificadas y no podemos establecer los valores de resistencia según un terreno natural de gravas, ya que éstas no están en la mezcla.

Descartamos esta obra para el análisis de resultados.



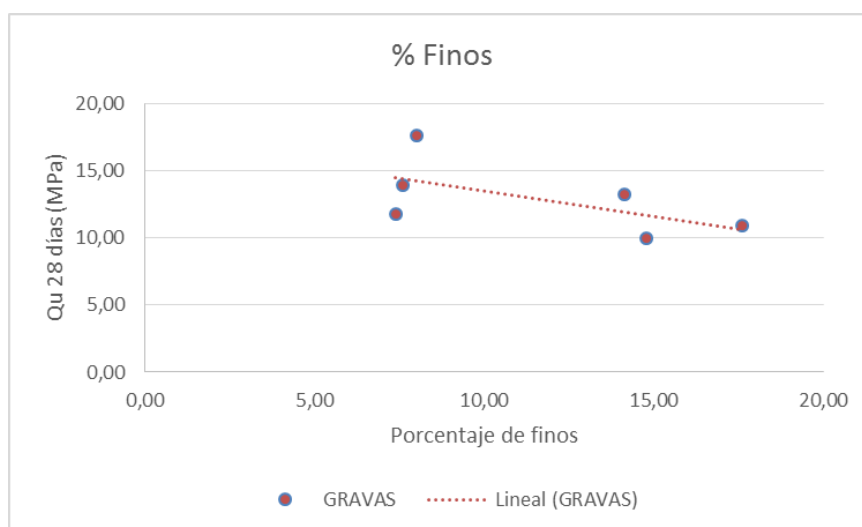
**Figura 4.8:** Ejecución de Mixpile® en Las Palmas de Gran Canaria. Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.1.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

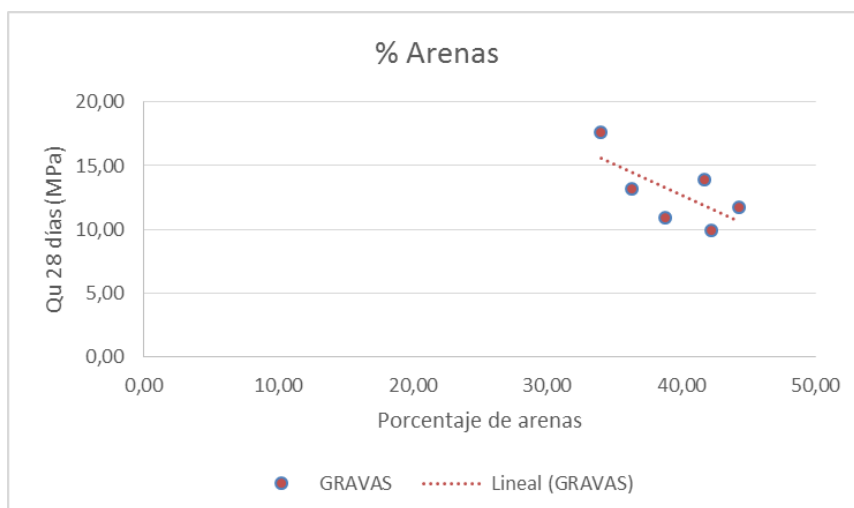
##### Influencia de la granulometría

Se observa cierta dependencia sobre todo con respecto al porcentaje de gravas. Parece que las resistencias disminuyen tanto con la cantidad de finos como con la cantidad de arenas.

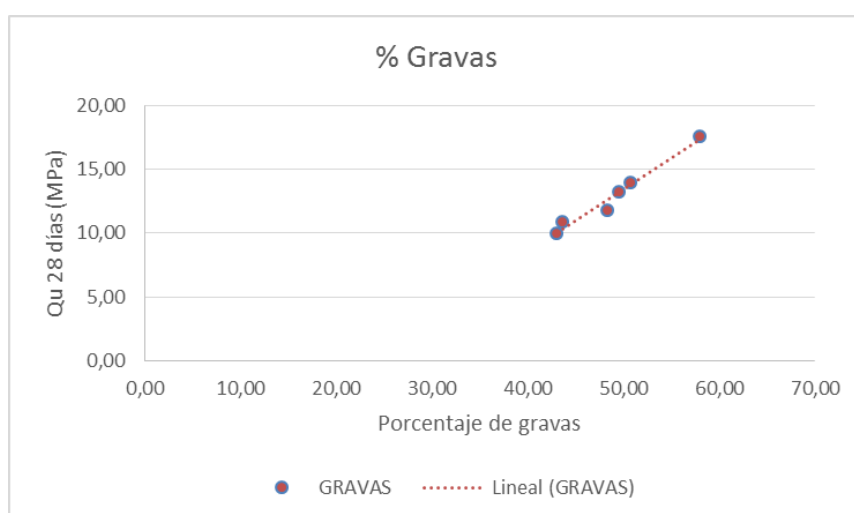
Podemos concluir que, en cuanto a lo que se refiere a la granulometría, el parámetro más importante es el porcentaje de gravas.



**Figura 4.9:** Influencia del contenido de finos en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

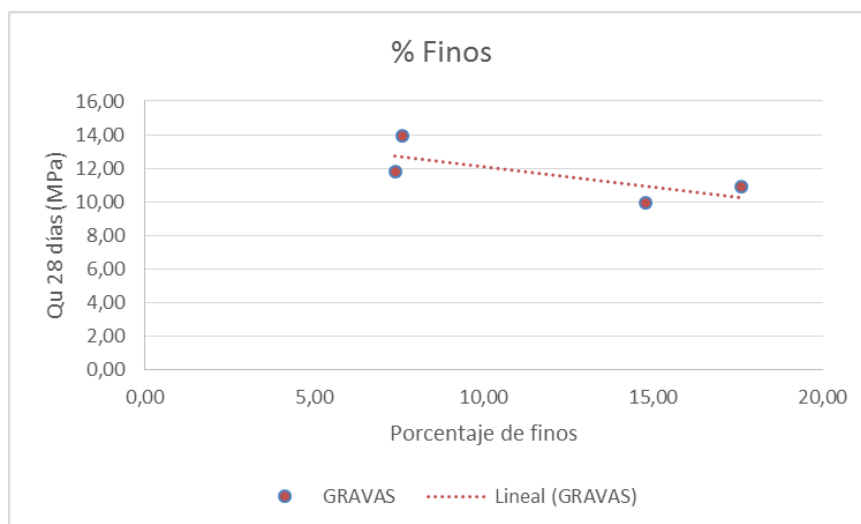


**Figura 4.10:** Influencia del contenido de arenas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

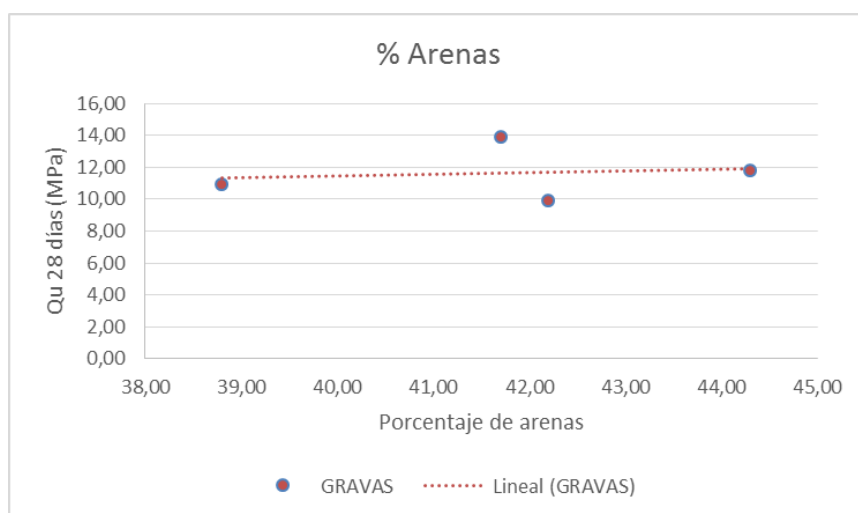


**Figura 4.11:** Influencia del contenido de gravas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

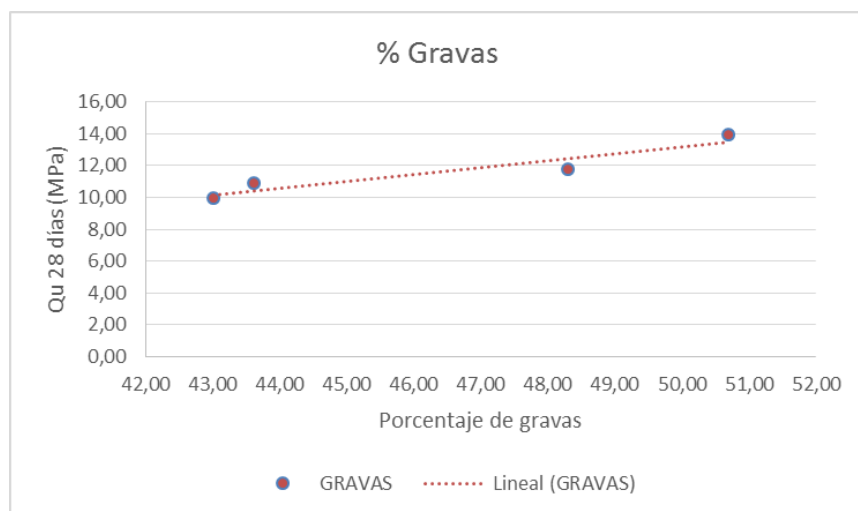
A continuación distinguiremos entre gravas con o sin plasticidad, si bien el reducido número de ensayos hace que debamos tener cierta precaución a la hora de su interpretación, seguimos observando la dependencia entre el porcentaje de gravas y el de finos, si bien parece que en este caso las arenas no influyen de manera significativa en el resultado.



**Figura 4.12:** Influencia del contenido de finos en la qu. Gravas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.13:** Influencia del contenido de arenas en la qu. Gravas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.14:** Influencia del contenido de gravas en la qu Fuente: Elaboración propia

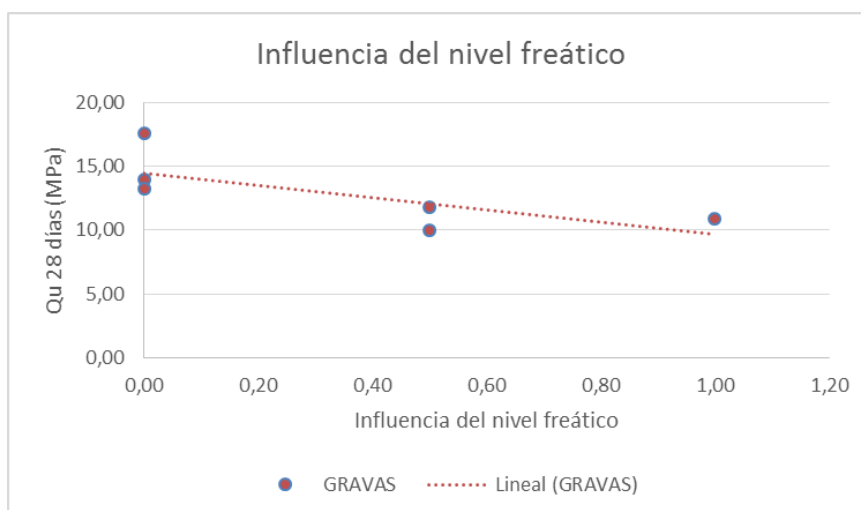
### Influencia de los límites de Atterberg

No disponemos de datos suficientes para su análisis.

### Influencia del nivel freático

Tal y como cabría esperar, la presencia de nivel freático tiene un efecto negativo sobre la resistencia del material.

Si bien la relación a/c se trata de adaptar en estas circunstancias, disminuyendo el contenido de agua, este no puede ser inferior a 0,60, ya que en ese caso la lechada ni se bombea ni se mezcla de manera adecuada.



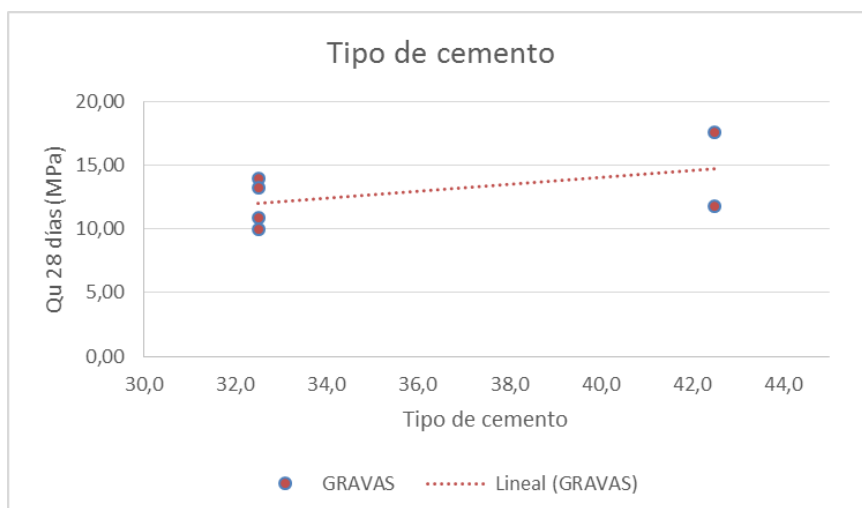
**Figura 4.15:** Influencia del nivel freático en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas.

*Fuente: Elaboración propia*

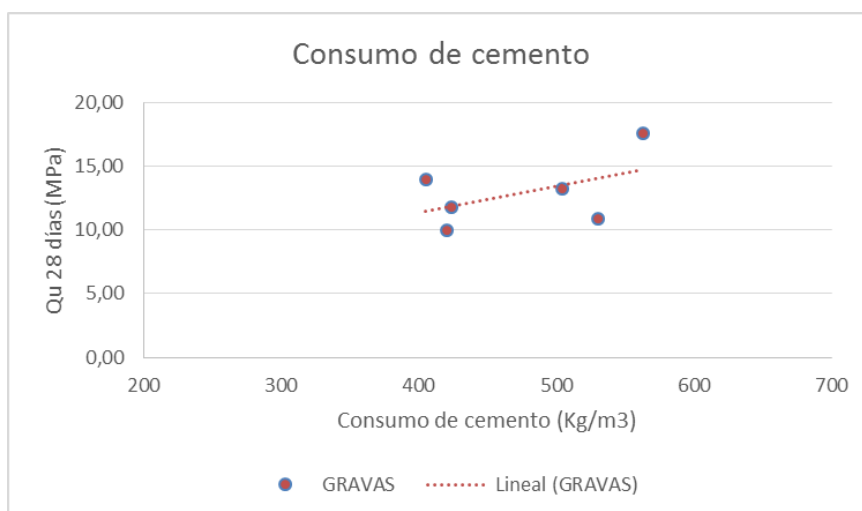
### Influencia del cemento

En primer lugar, observamos una relación entre la resistencia a compresión simple del material suelo-cemento y la resistencia mecánica a compresión del cemento (32,5-42,5).

La elección de un tipo u otro de cemento no suele ser fruto de unas necesidades específicas en cuanto a lo que a resistencia se refiere, sino que suele depender de unas exigencias en cuanto a resistencia a sulfatos o alta resistencia inicial, en cuyo caso los cementos suelen ser del tipo 42,5. Este hecho, sin embargo, tal y como hemos visto, tiene su influencia en la resistencia del material resultante.



**Figura 4.16:** Influencia del tipo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.17:** Influencia del consumo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

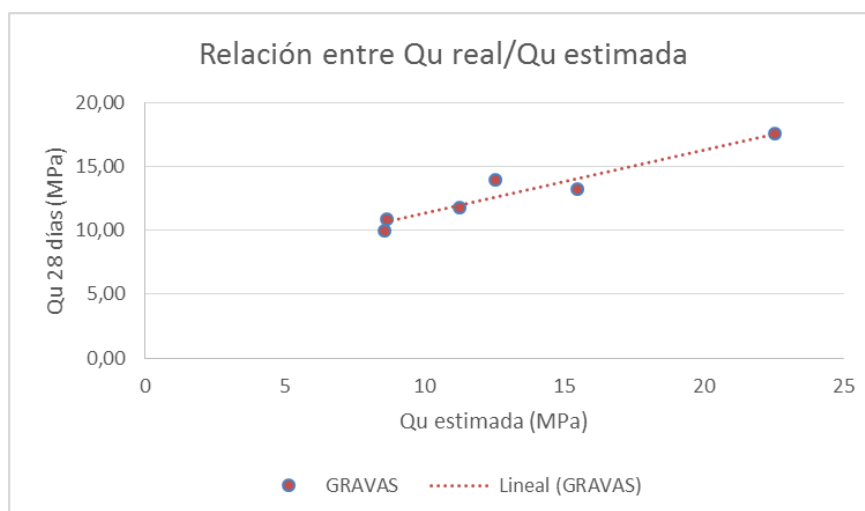
La resistencia del material también se ve favorecida por el consumo de cemento. A pesar de todo, hay que tener ciertas precauciones con respecto a dichos consumos ya que, en terrenos granulares no todo el cemento se emplea en el Mixpile® y, cuando estos son demasiado elevados suele significar más bien que existe un gran número de huecos en el terreno.

### Comparación con la formulación propuesta

Vemos cómo la relación entre la  $q_u$  estimada y la  $q_u$  real se aproxima a una recta. Si embargo, esta no presenta una pendiente aproximadamente igual a 1, lo que significa que el ajuste no es del todo correcto.

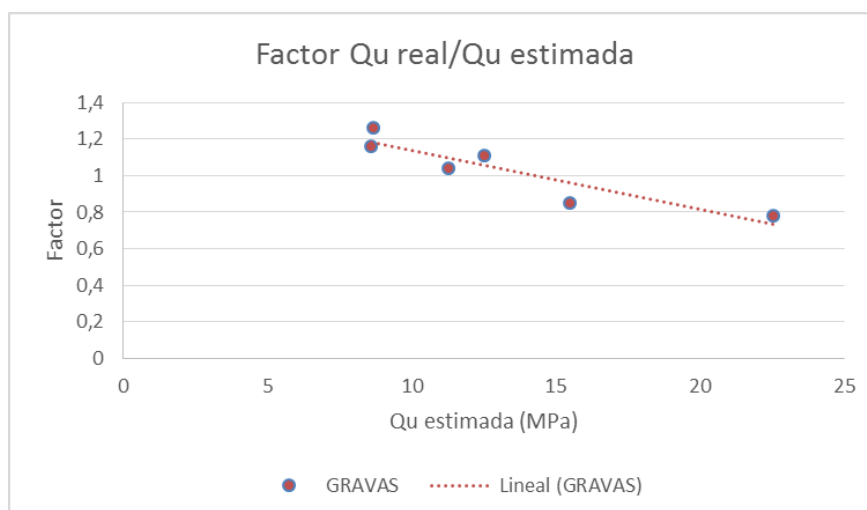
Sin embargo, este si se aproxima bastante bien en los valores en torno a los 10 MPa e, incluso subestima los resultados obtenidos para resistencias inferiores, siendo los resultados reales aproximadamente un 20% superiores a los estimados.

La razón de que la fórmula presente estos errores quizás podemos encontrarla en una circunstancia que ya hemos comentado y que no es otra que el hecho de que, en los terrenos granulares no todo el cemento se consume en el Mixpile®. Al ser este el parámetro que mayor influencia tiene, obtenemos estas variaciones con respecto a lo que cabría esperar.



**Figura 4.18:**  $Q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Gravas.

Fuente: Elaboración propia

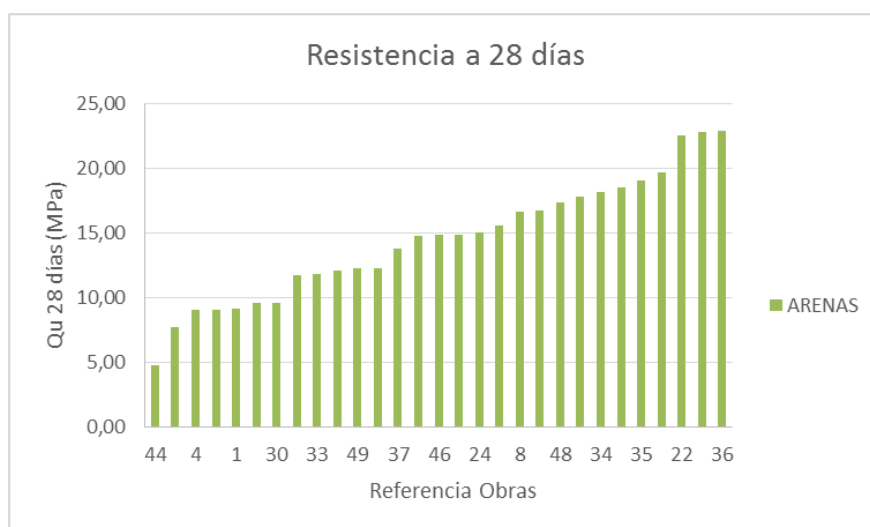


**Figura 4.19:** Relación entre la  $Q_u \text{ real} / Q_u \text{ estimada}$  en función de la  $Q_u \text{ estimada}$ . Gravas

Fuente: Elaboración propia



#### 4.4.2. TERRENOS GRANULARES: ARENAS



**Figura 4.20:** Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas.

Fuente: Elaboración propia

< 6 MPa	6-8 MPa	8-10 MPa	10-12 MPa	12-15 MPa	15-18 MPa	18-20 MPa	>20 MPa
3%	3%	17%	7%	24%	20%	14%	10%

**Tabla 4.3:** Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Gravas. Fuente: Elaboración propia

En este caso, al igual que ocurría con la gravas, los valores se encuentran dentro de lo estimado en el DIT 576/11, si bien es cierto que casi la mitad de los ensayos presentan resistencias superiores a las 15 MPa.

Podemos concluir que para terrenos granulares tipo arenas, el 50% de los valores se encuentran en el rango de 9-15 MPa, el 40 % en el rango 15-20 MPa y un 10%, más de 20 MPa.

##### 4.4.2.1. RESULTADOS ANÓMALOS

###### MX- 825-11: Aldi

La resistencia a 28 días obtenida es de 9,10 MPa, para unos consumos de cemento de 633 Kg/m<sup>3</sup>, lo que haría esperar valores del orden del doble.

Esto se debe a que gran parte del relleno del solar se encontraba sobre una escollera, lo que hacía que el consumo de cemento aumentara considerablemente, si bien esa lechada se perdía entre los huecos de la escollera y no contribuía a aumentar la resistencia del terreno mezclado.

En C/ Orégano se presenta un caso similar. De hecho, ambas son parcelas contiguas.

### **MX- 398-07: Tejas-Caños**

La resistencia a 28 días obtenida es de 4,74 MPa, para unos consumos de cemento de 500 Kg/m<sup>3</sup>, lo que también haría esperar valores mucho mayores.

El terreno presente en esta obra tenía una alta cantidad de materia orgánica, lo que retrasa enormemente el proceso de fraguado y hace que los valores de resistencia obtenidos sean inferiores a los correspondientes a la edad de la probeta.

### **MX- 803-11: Molina de Segura**

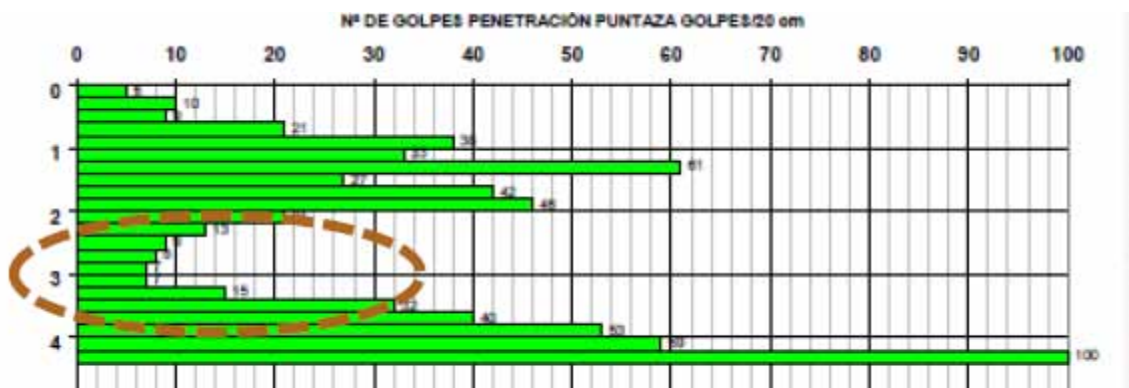
La resistencia a 28 días obtenida es de 14,75 MPa, para unos consumos de cemento de 592 Kg/m<sup>3</sup>, lo que haría esperar unas resistencias del orden 21,93 MPa.

En esta ocasión, se trataba de un relleno controlado y compactado para llevar hasta el nivel de calle la cimentación de una urbanización de viviendas unifamiliares.



**Figura 4.21:** Ensayo realizado en Molina de Segura. Fuente: Elaboración propia

Tras el relleno, se observó que bajo las primeras capas bien compactadas aparecían capas blandas, lo que no daba garantías sobre el buen comportamiento del terreno y se decidió ejecutar una mejora de terreno tipo Mixpile®.



*Figura 4.22: Resultados penetro en Molina de Segura. Fuente: Elaboración propia*



*Figura 4.23: Ejecución de Mixpile® en Molina del Segura. Fuente: Elaboración propia*

El elevado consumo de cemento esta vez se debía a la técnica de ejecución, ya que se trataba de un relleno con las capas superficiales muy compactas y, para atravesar ese terreno y llegar a las capas blandas situadas a unos 3,00 m de profundidad, era necesario bajar el útil de perforación inyectando simultáneamente.

No podemos, por tanto, establecer una relación entre los consumos y la resistencia obtenida, ya que gran parte del cemento utilizado, no quedaba realmente dentro de la columna de Mixpile®.

Calle Granadillos presenta un caso similar. Por todo ello, debido a las razones expuestas, descartamos las obras anteriores para realizar el análisis de resultados.

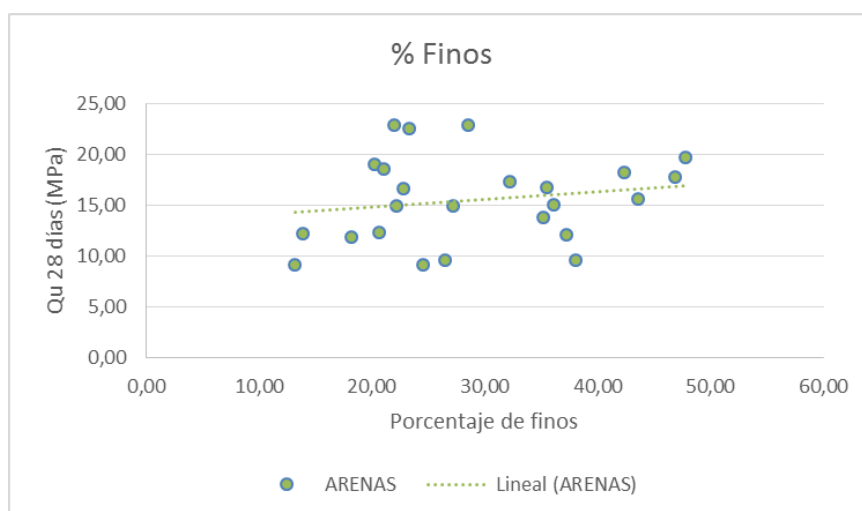
### 4.4.2.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

#### Influencia de la granulometría

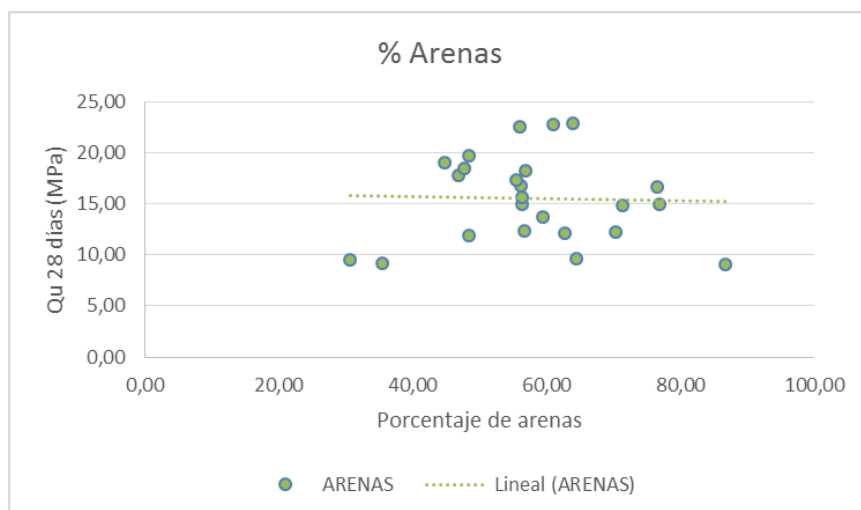
Se observa cierta dependencia sobre todo con respecto al porcentaje finos, aumentando la resistencia con ellos. Esto puede deberse a que el mayor porcentaje de finos rellena los huecos existentes entre las partículas de arena.

Vemos que se produce un máximo de resistencia para una proporción aproximada del 30% de finos y 70% de arenas. Por encima de ese porcentaje, las partículas de finos compiten con las de cemento y disminuye su efecto beneficioso.

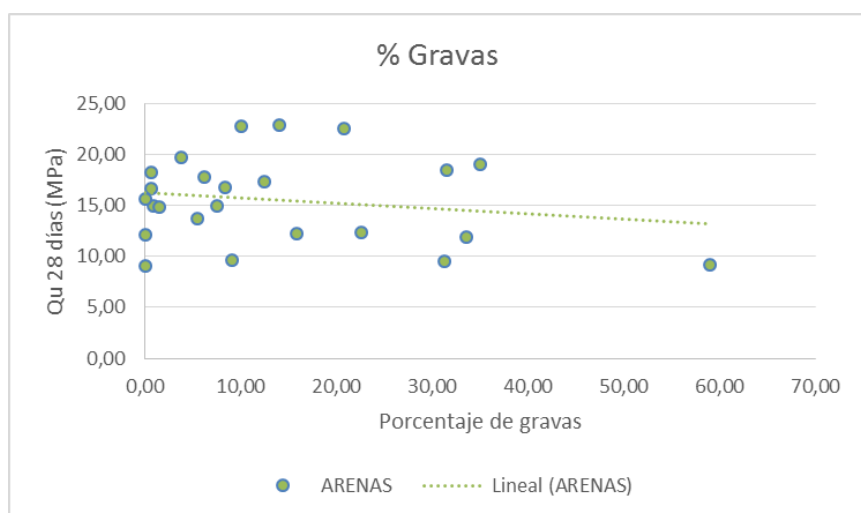
- Arenas plásticas y no plásticas



**Figura 4.24:** Influencia del porcentaje de finos en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas. Fuente: Elaboración propia



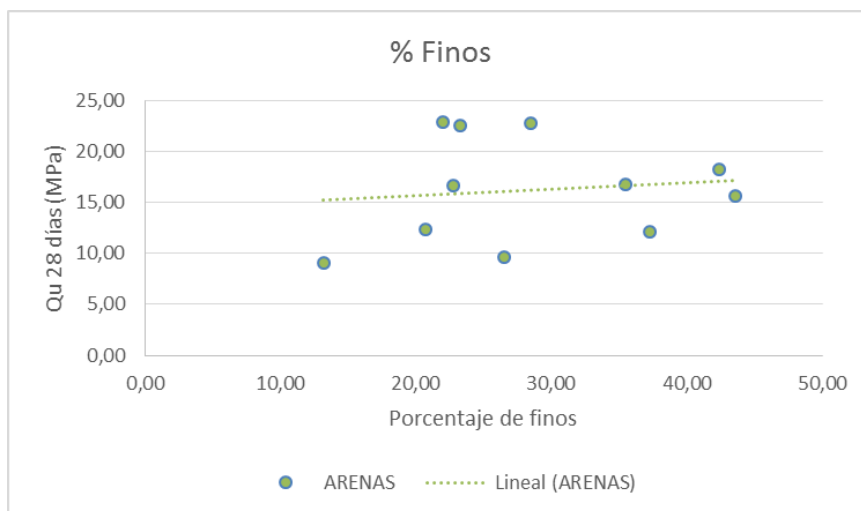
**Figura 4.25:** Influencia del porcentaje de arenas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas. Fuente: Elaboración propia



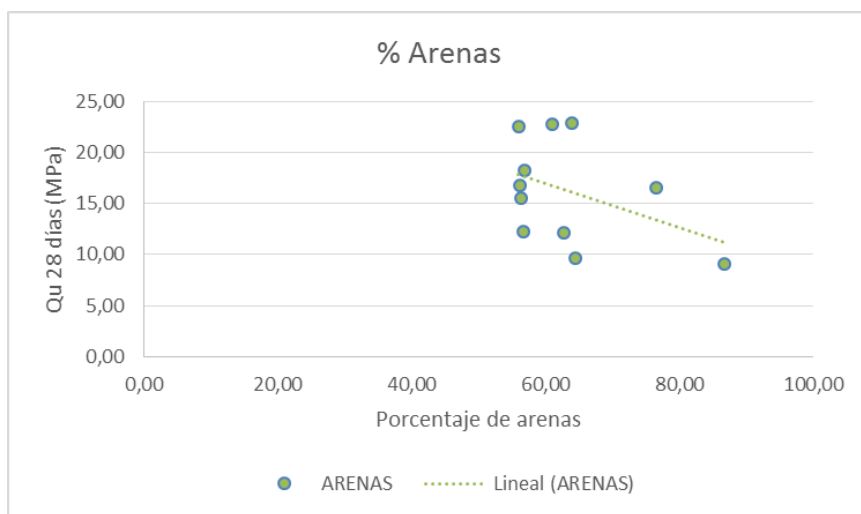
**Figura 4.26:** Influencia del porcentaje de gravas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas. Fuente: Elaboración propia

Si nos centramos tan sólo en las arenas no plásticas, observamos la misma tendencia.

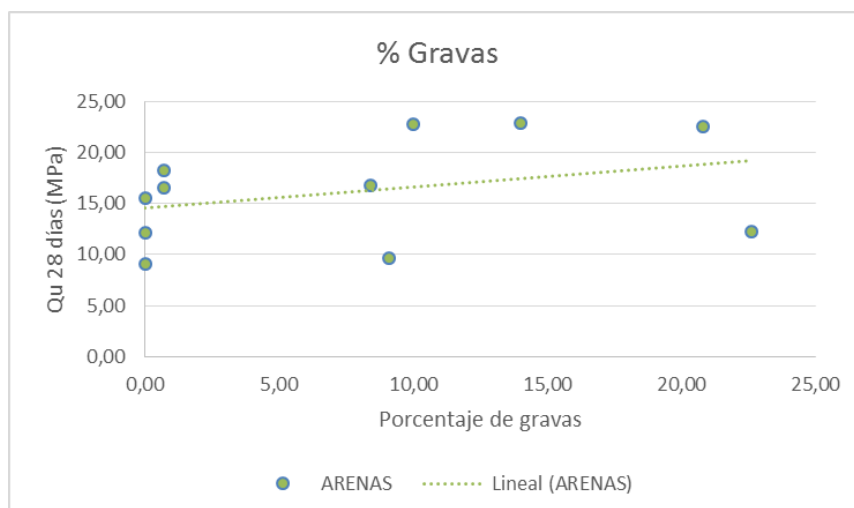
- Arenas no plásticas



**Figura 4.27:** Influencia del porcentaje de finos en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.28:** Influencia del porcentaje de arenas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia

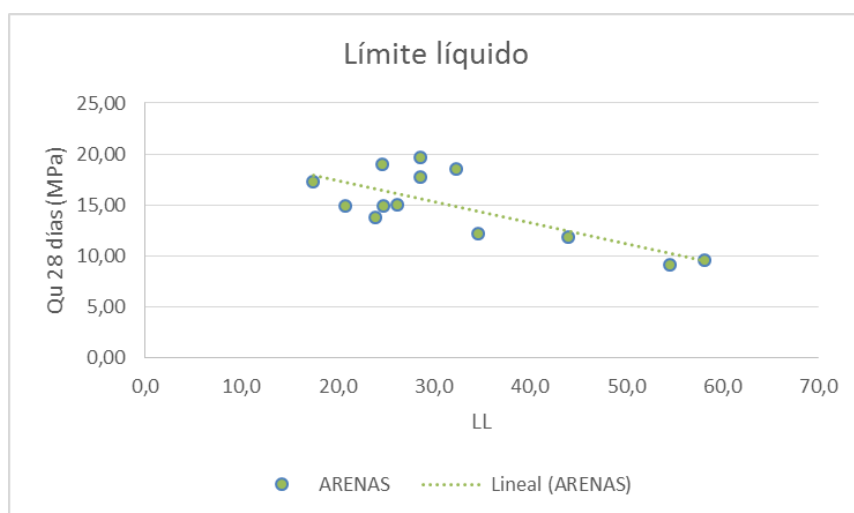


**Figura 4.29:** Influencia del porcentaje de gravas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas sin plasticidad. Fuente: Elaboración propia

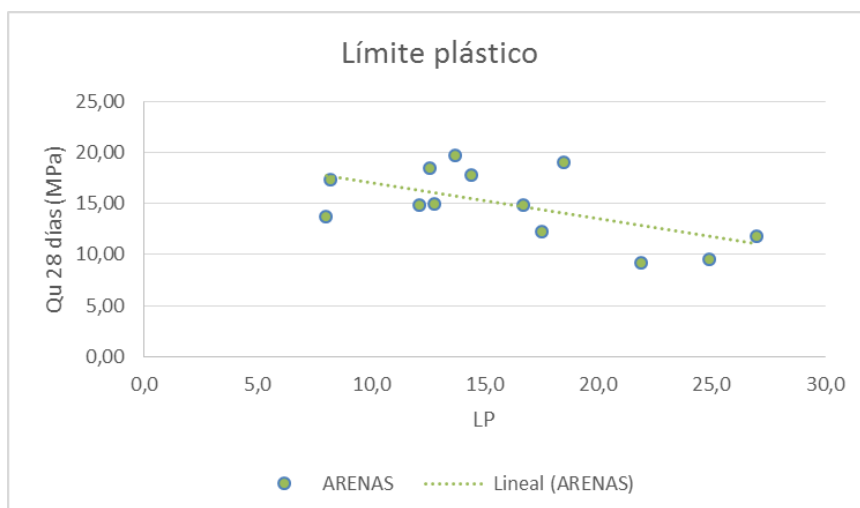
### Influencia de los límites de Attemberg

En esta ocasión, a diferencia de las gravas, sí disponemos de un número de casos suficientes como para poder sacar conclusiones.

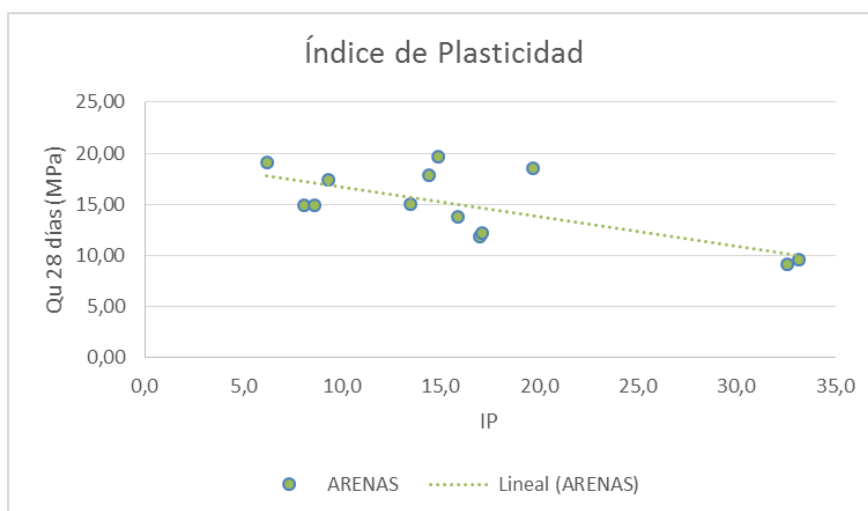
Las resistencias disminuyen conforme aumentan los límites de Attemberg, en especial el límite líquido



**Figura 4.30:** Influencia del LL en la  $q_u$  obtenida en los ensayos. Arenas. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.31:** Influencia del LP en la  $q_u$  obtenida en los ensayos. Arenas. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.32:** Influencia del IP en la  $q_u$  obtenida en los ensayos. Arenas. Fuente: Elaboración propia

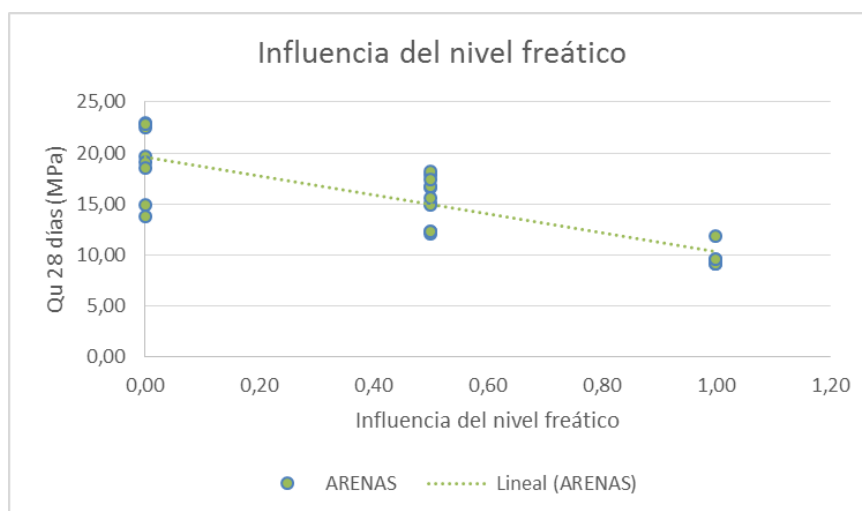
### Influencia del nivel freático

Tal y como cabría esperar, la presencia de nivel freático tiene un efecto negativo sobre la resistencia del material.

Este se ha parametrizado en valores que van desde el 0 que significa que no existe nivel freático y el 1 que indica que la ejecución se realiza bajo el nivel freático. Para situaciones intermedias en las que el terreno se encuentra parcialmente saturado, empleamos el 0,5.

De todos modos, es necesario recordar que los valores concretos de la humedad natural se han tenido en cuenta a la hora de calcular la resistencia a compresión simple estimada.



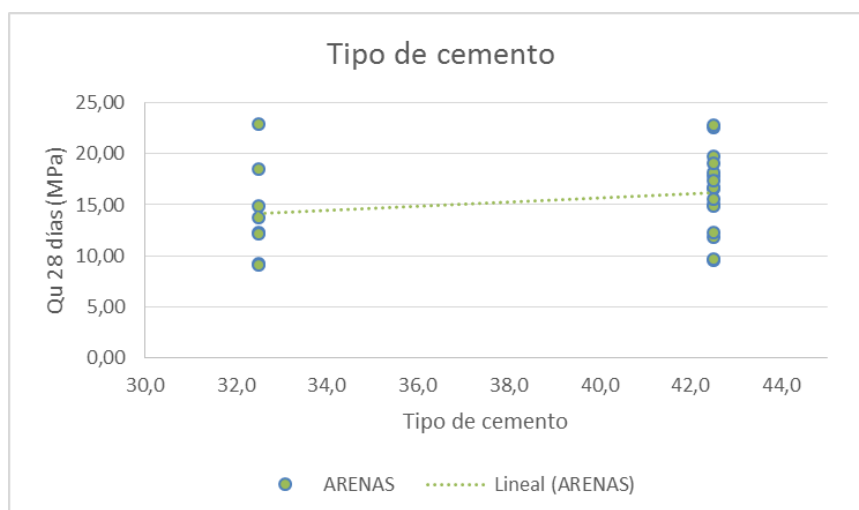


**Figura 4.33:** Influencia del nivel freático en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas.

Fuente: Elaboración propia

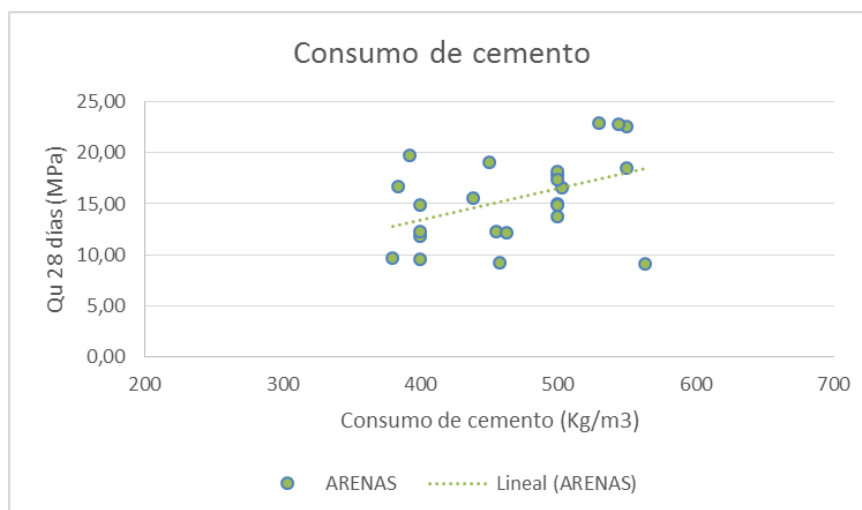
### Influencia del cemento

Al igual que ocurría en el caso de las gravas, tanto la resistencia del cemento (32,5-42,5) como el consumo de cemento influyen positivamente en las resistencias obtenidas.



**Figura 4.34:** Influencia del tipo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Arenas. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.35:** Influencia del consumo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arenas. Fuente: Elaboración propia

### Formulación propuesta

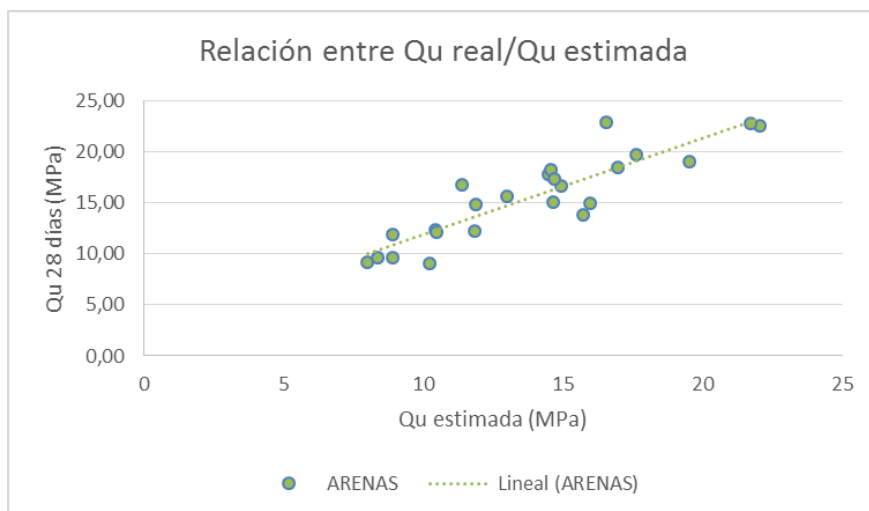
A continuación, compararemos los resultados reales con los teóricos obtenidos con la misma formulación que la empleada para las gravas, analizando la validez de la misma para nuestro caso concreto.

Vemos como la relación entre la  $q_u$  estimada y la  $q_u$  real se aproxima a una recta. Sin embargo, no presenta una pendiente aproximadamente igual a 1, lo que significa que el ajuste no es del todo correcto. Aún así, para el caso de arenas se ajusta mejor y presenta menos dispersión que para las gravas.

Obtenemos valores reales aproximadamente un 20% superiores a los estimados en cálculo hasta resistencias de rotura de probetas de 15 MPa y, a partir de ahí, los resultados reales y los estimados se aproximan más.

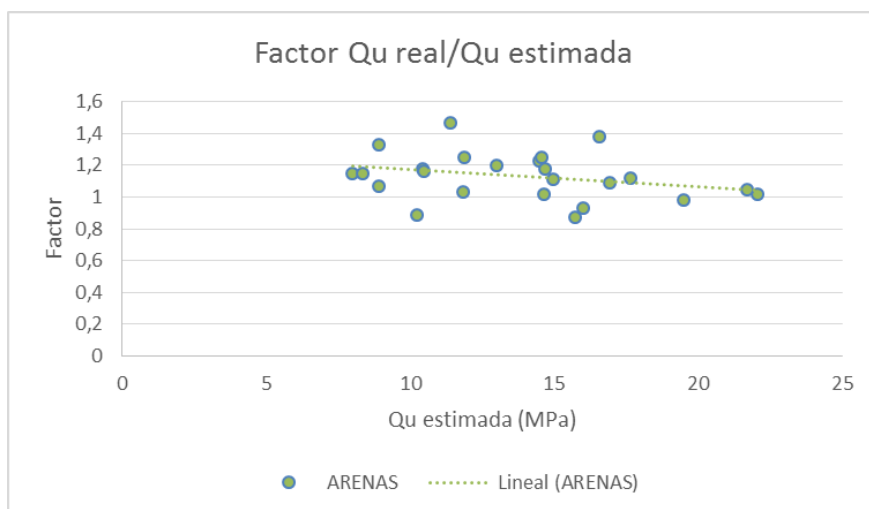
Si distinguimos entre arenas con y sin plasticidad, para el caso de arenas con plasticidad sucede lo que acabamos de indicar, la relación entre la  $q_u$  real y la estimada disminuye conforme aumenta la resistencia a compresión simple estimada. No se observa el mismo fenómeno en las no plásticas, cuya relación se encuentra alrededor del 1,20.

- Arenas plásticas y no plásticas



**Figura 4.36:**  $Q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas.

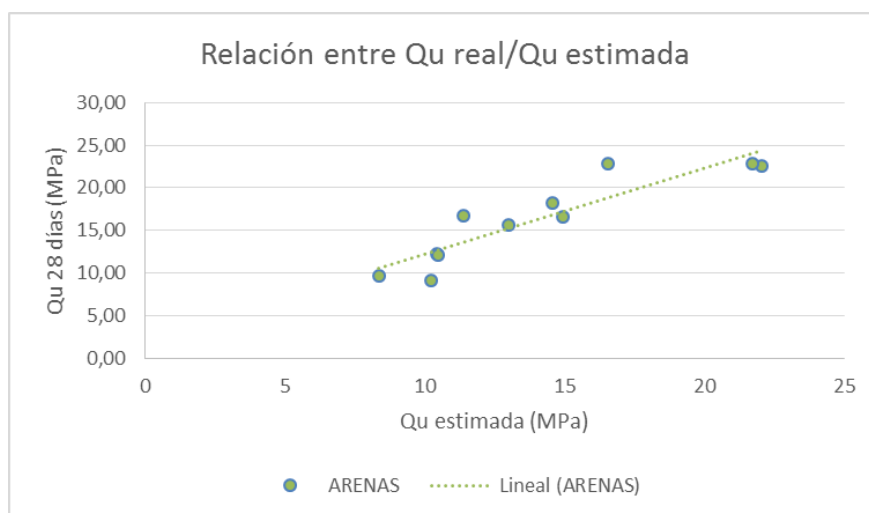
Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.37:** Pendiente relación entre la  $Q_u$  real/  $Q_u$  estimada en función de la  $Q_u$  estimada. Arenas.

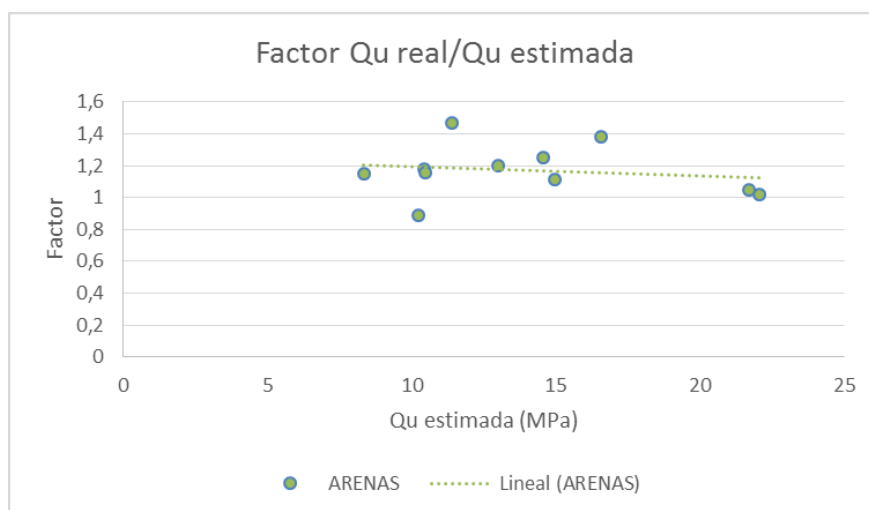
Fuente: Elaboración propia

- Arenas no plásticas



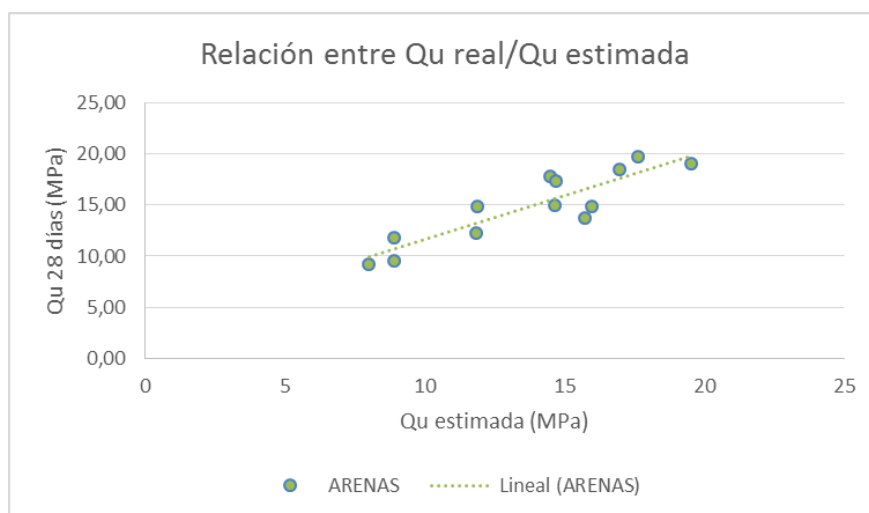
**Figura 4.38:**  $Q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas no plásticas.

Fuente: Elaboración propia



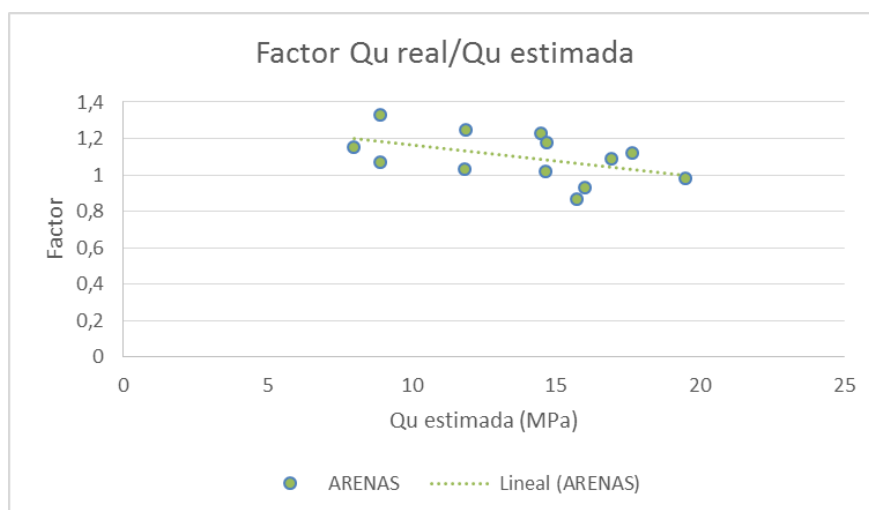
**Figura 4.39:** Pendiente Relación entre la  $Q_u$  real/  $Q_u$  estimada en función de la  $Q_u$  estimada. Arenas no plásticas. Fuente: Elaboración propia

- Arenas plásticas



**Figura 4.40:** *Qu* obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas plásticas.

Fuente: Elaboración propia

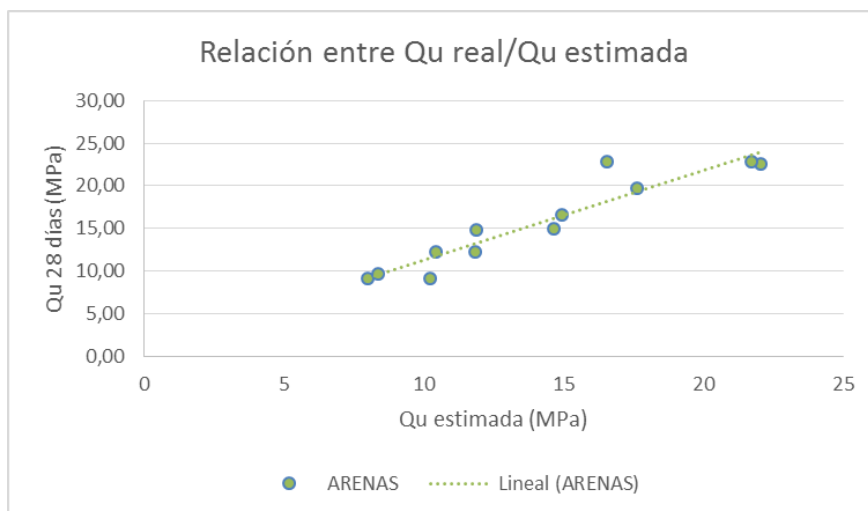


**Figura 4.41:** Relación entre la *Qu* real/ *Qu* estimada en función de la *Qu* estimada. Arenas plásticas

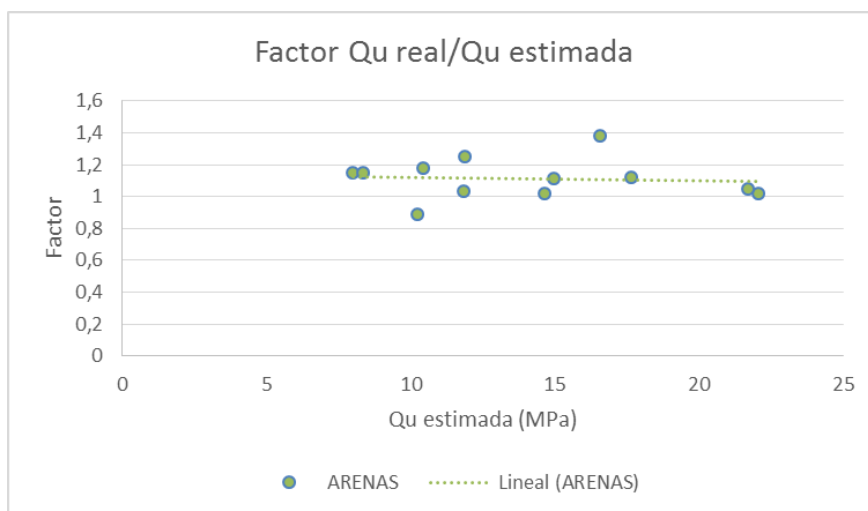
Fuente: Elaboración propia

Si eliminamos los casos de rellenos sin clasificar, la relación aparece mucho más clara y la pendiente se aproxima a la unidad, obteniéndose unos resultados similares a los de las arenas sin plasticidad.

- Eliminando rellenos sin clasificar



**Figura 4.42:**  $Q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arenas  
(Eliminando rellenos sin clasificar). Fuente: Elaboración propia

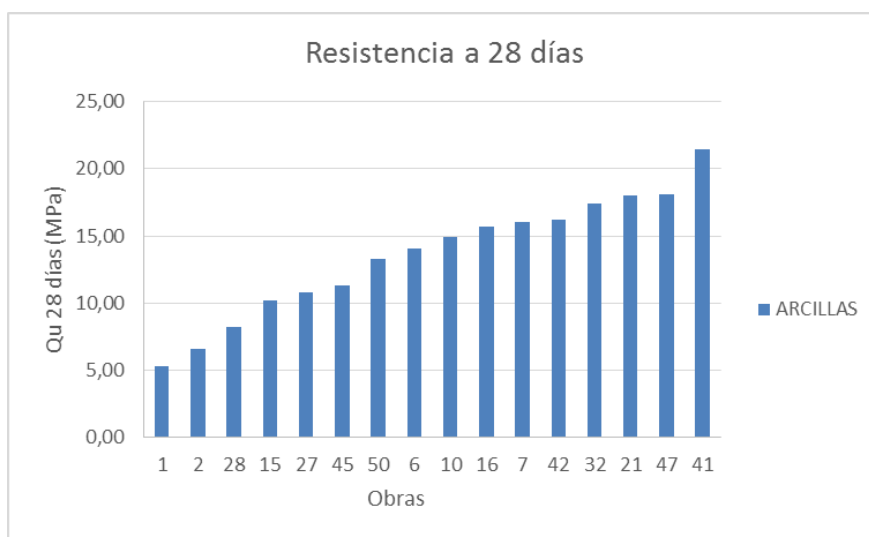


**Figura 4.43:** Relación entre la  $Q_u$  real/  $Q_u$  estimada en función de la  $Q_u$  estimada. Arenas  
(Eliminando rellenos sin clasificar). Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.3. TERRENOS COHERENTES: ARCILLAS

Los resultados obtenidos para las arcillas son superiores a los indicados en el DIT 576/11 para terrenos coherentes, obteniéndose valores de un orden muy similar al de los terrenos granulares.

Más del 50% de los resultados obtenidos se encuentran entre los 10-18 MPa



**Figura 4.44:** Resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas.

Fuente: Elaboración propia

< 6 MPa	6-8 MPa	8-10 MPa	10-12 MPa	12-15 MPa	15-18 MPa	18-20 MPa	>20 MPa
6%	6%	6%	17%	17%	23%	11%	11%

**Tabla 4.4:** Porcentajes de resistencia a 28 días obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

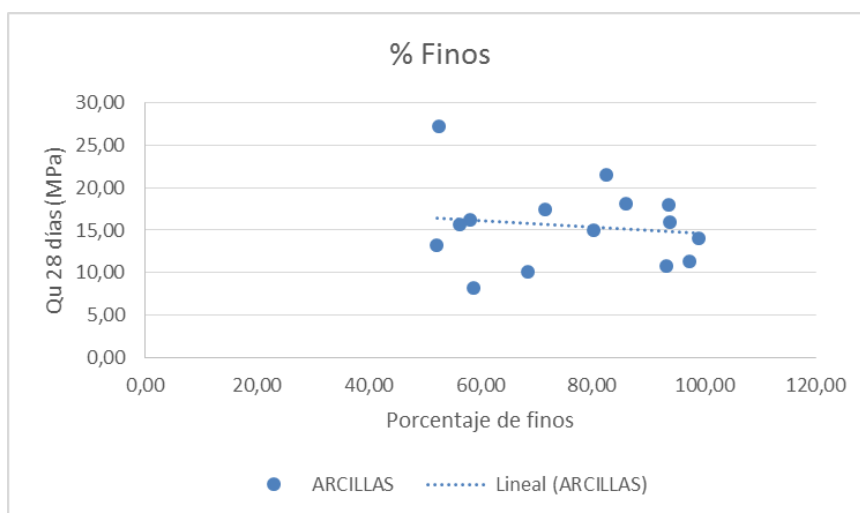
##### 4.4.3.1. RESULTADOS ANÓMALOS

Para el caso de las arcillas, no se ha estimado ningún resultado anómalo.

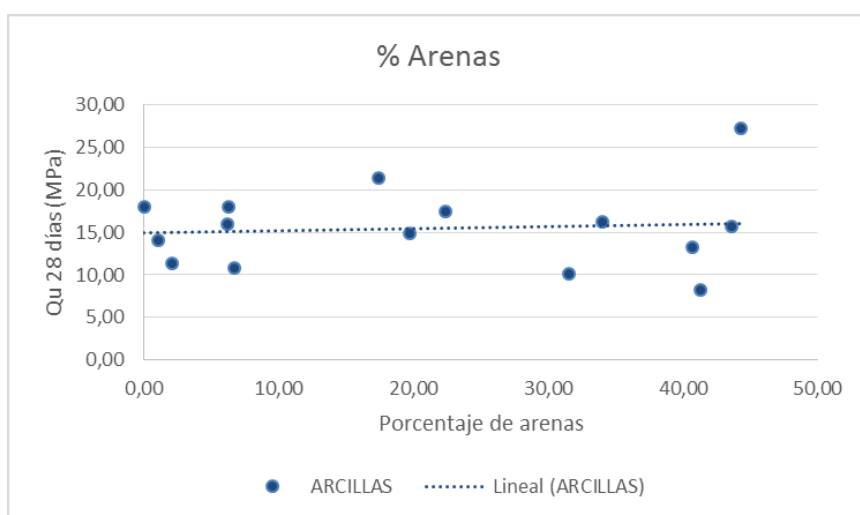
#### 4.4.3.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS

##### Influencia de la granulometría

En el caso de los terrenos coherentes no se puede deducir ninguna relación clara entre la granulometría y los resultados obtenidos en la rotura de probetas.

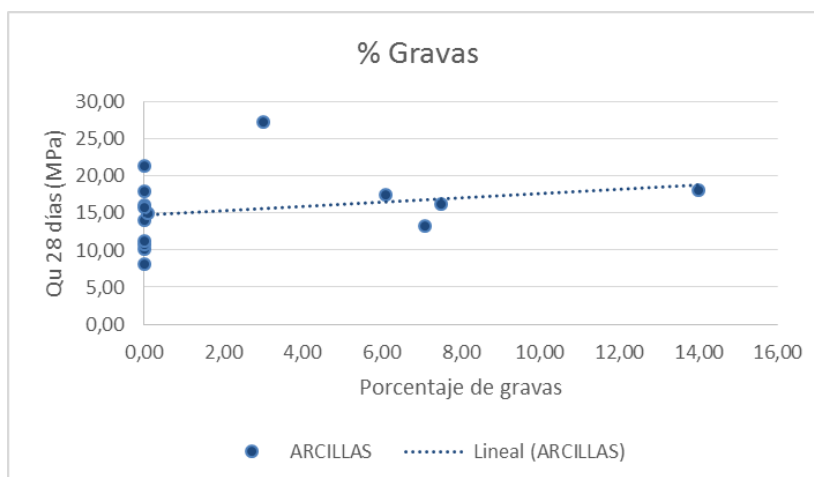


**Figura 4.45:** Influencia del porcentaje de finos en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente:Elaboración propia



**Figura 4.46:** Influencia del porcentaje de arenas en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas Fuente:Elaboración propia

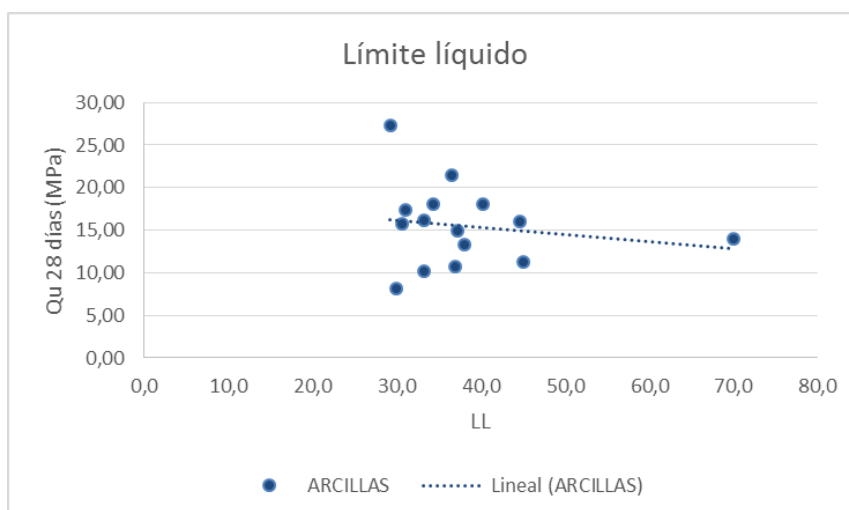




**Figura 4.47:** Influencia del porcentaje de gravas en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas. Fuente: Elaboración propia

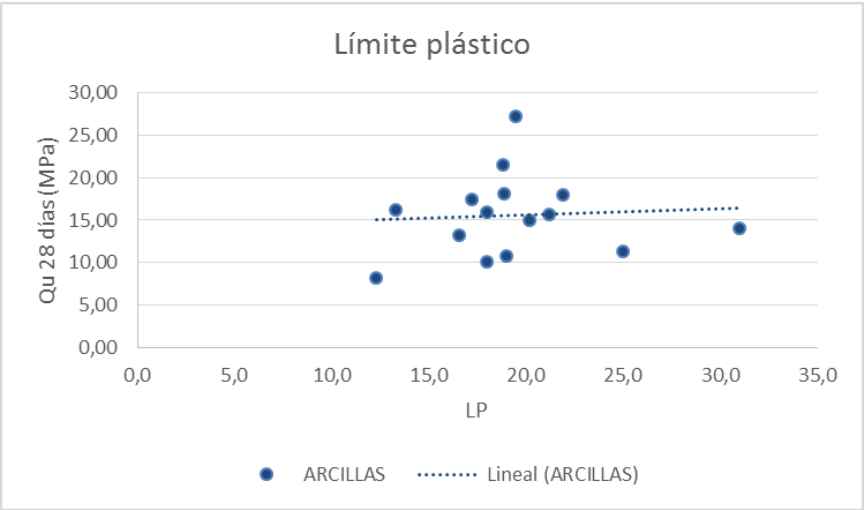
### Influencia de los límites de Attemberg

Tampoco se puede deducir ninguna relación entre los límites de Attemberg y los resultados obtenidos en la rotura de probetas.



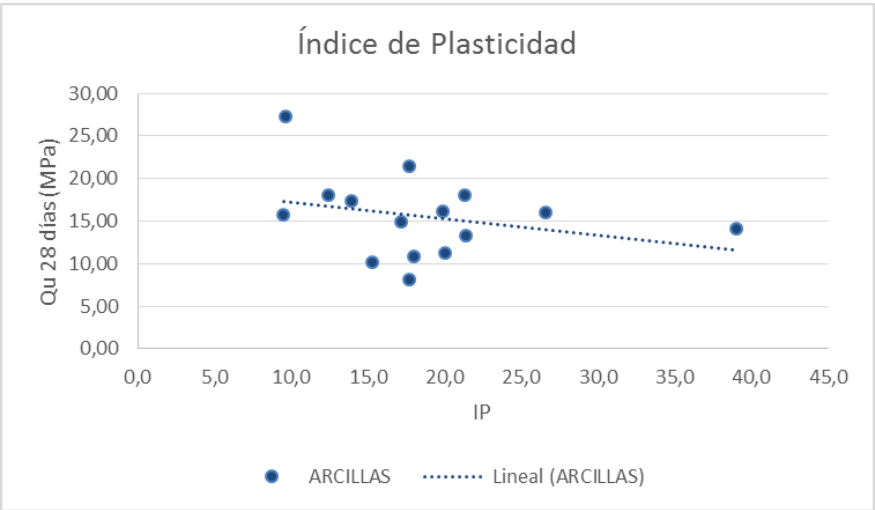
**Figura 4.48:** Influencia del LL en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.49:** Influencia del LP en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

Fuente:Elaboración propia

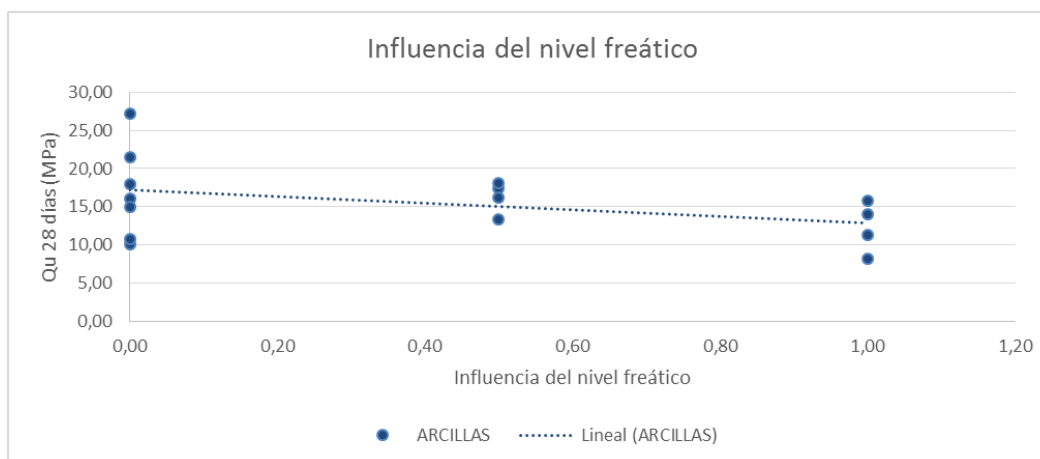


**Figura 4.50:** Influencia del IP en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

Fuente:Elaboración propia

### Influencia del nivel freático

Al igual que con los terrenos granulares, se observa una influencia negativa del nivel freático en la resistencia a compresión simple.

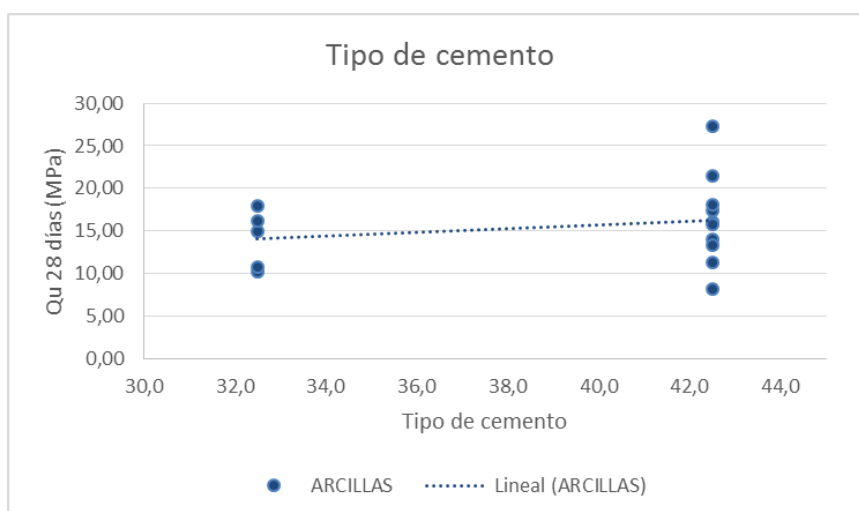


**Figura 4.51:** Influencia del nivel freático en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

Fuente:Elaboración propia

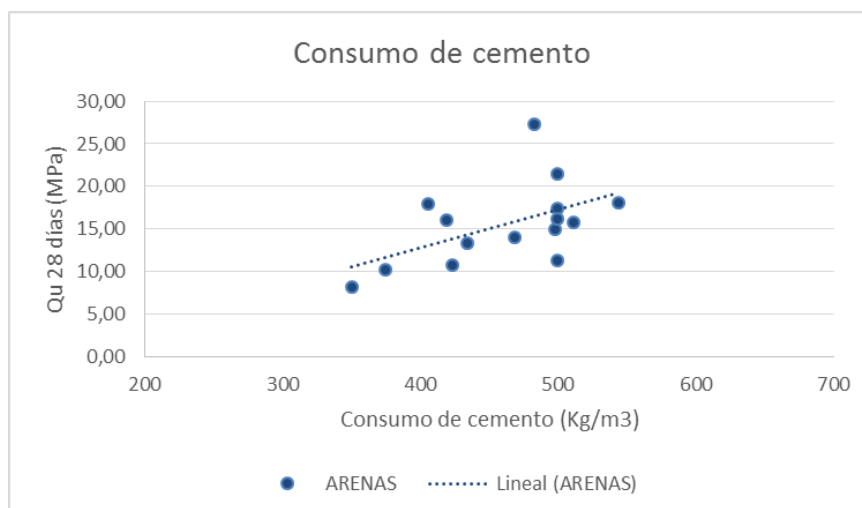
### Influencia del cemento

Tanto la resistencia del cemento (32,5-42,5) como el consumo de cemento influyen positivamente en las resistencias obtenidas.



**Figura 4.52:** Influencia del tipo de cemento en la  $q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas.

Arcillas Fuente:Elaboración propia



**Figura 4.53:** Influencia del nivel freático en la qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas. Arcillas

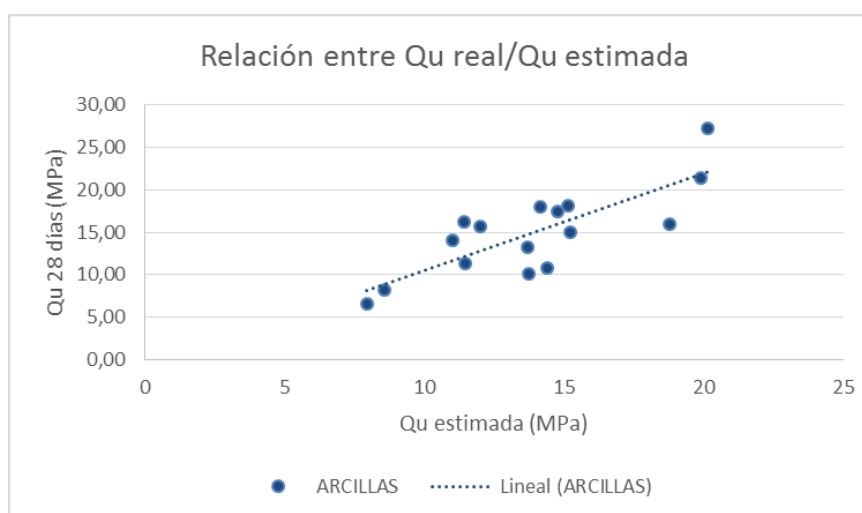
Fuente:Elaboración propia

### Formulación propuesta

Utilizamos la misma formulación expuesta para el caso de terrenos granulares.

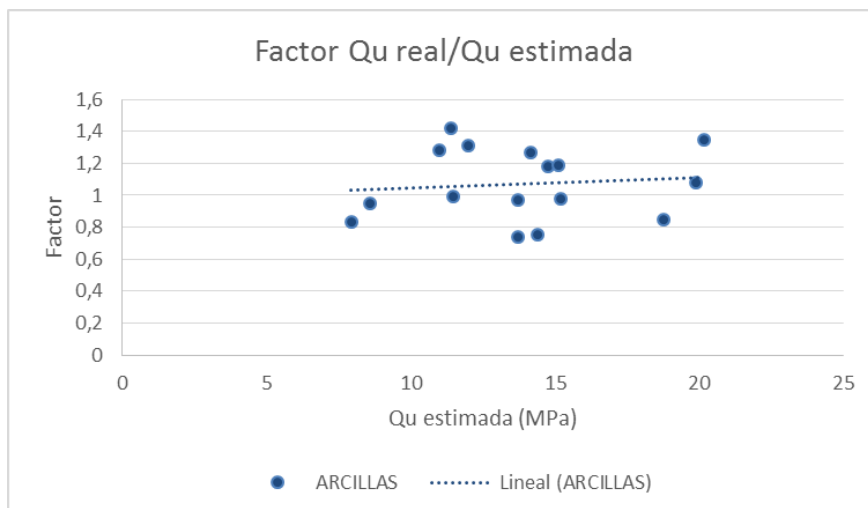
A continuación, compararemos los resultados teóricos obtenidos con la fórmula anterior con los reales, analizando la validez de la misma para nuestro caso concreto.

Hay cierta relación, pero mucho más dispersa que para el caso de los terreno granulares.



**Figura 4.54:** Qu obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arcillas

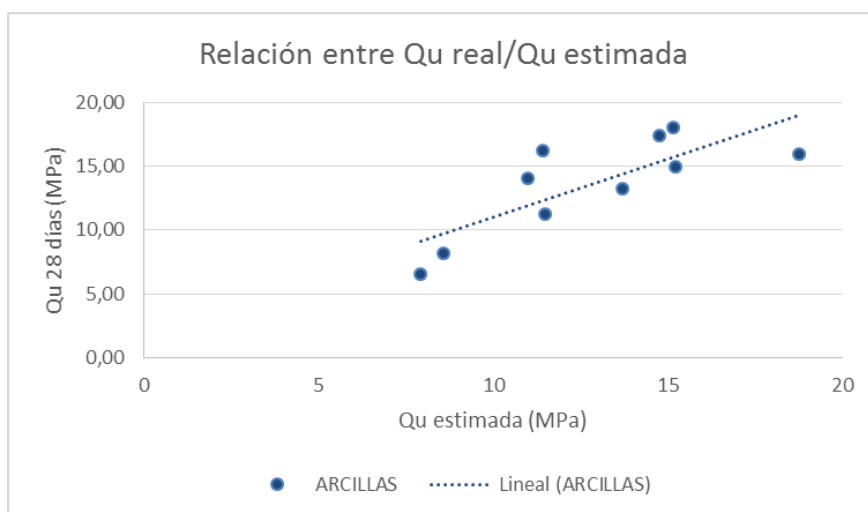
Fuente:Elaboración propia



**Figura 4.55:** Relación entre la  $Q_u$  real/  $Q_u$  estimada en función de la  $Q_u$  estimada. Arcillas

Fuente:Elaboración propia

Si eliminamos los casos de rellenos sin clasificar, la relación aparece mucho más clara y la pendiente se aproxima a la unidad.

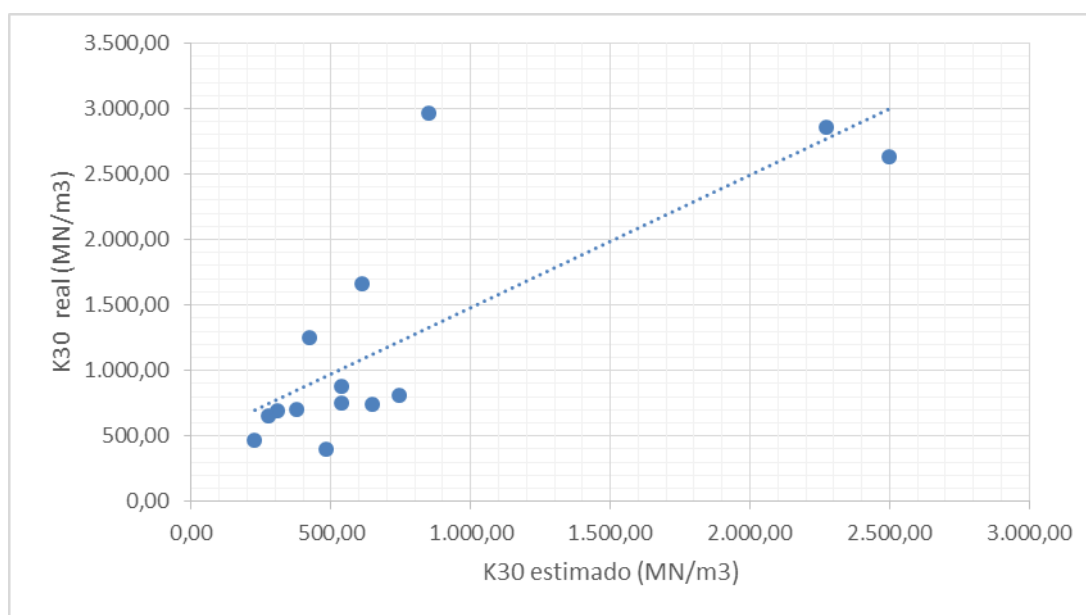


**Figura 4.56:**  $Q_u$  obtenida en los ensayos de rotura de probetas frente a la estimada. Arcillas (Eliminando rellenos sin clasificar). Fuente: Elaboración propia

#### 4.5. PLACAS DE CARGA

A continuación vamos a comparar los resultados realmente obtenidos con las placas de carga y su distorsión frente al valor estimado. A este valor lo llamaremos factor  $K_{30}$  o, lo que es lo mismo, es la pendiente de la recta que relaciona el  $K_{30}$  real con el  $K_{30}$  estimado.

Factor  $K_{30} = K_{30} \text{ real} / K_{30} \text{ estimado}$



**Figura 4.57:** Relación entre el  $K_{30}$  real y el  $K_{30}$  estimado. Fuente: Elaboración propia

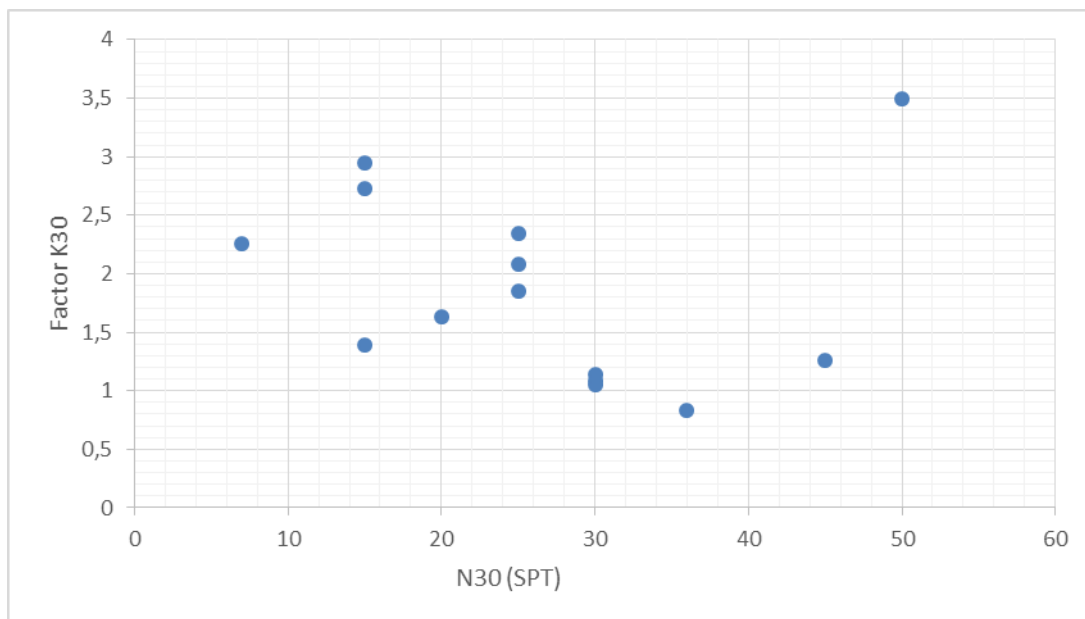
Vemos que en las pruebas reales obtenemos módulos de balasto entre 1-3 veces superiores a los estimados en cálculo.

A continuación realizamos un estudio de qué factores pueden influir en una mayor correspondencia entre los valores reales y los calculados.

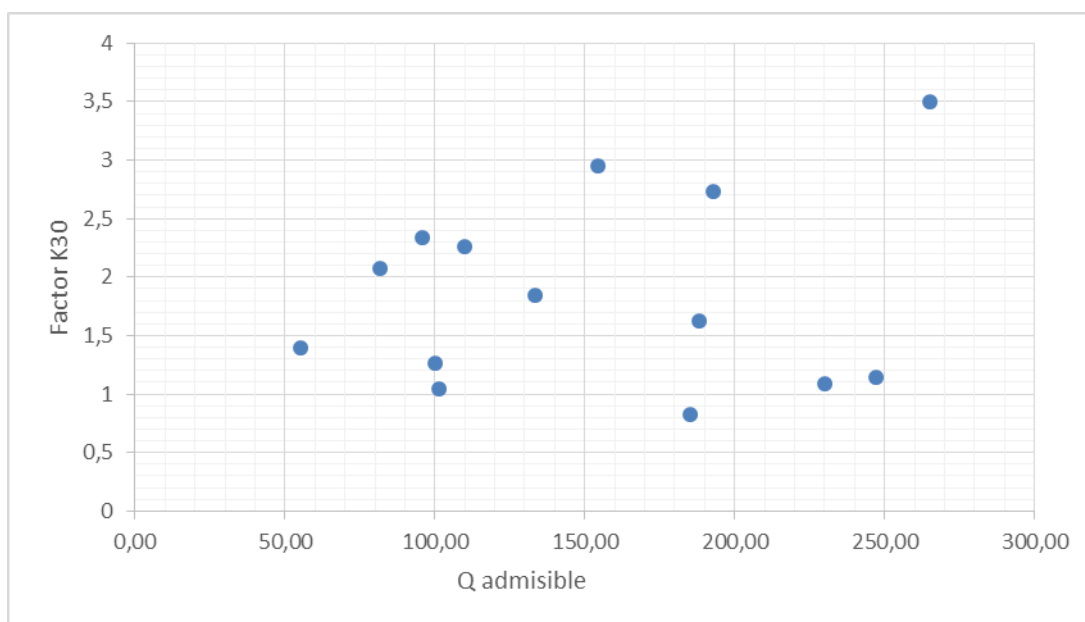
No parece que la  $Q_{admisible, mixpile}$  ni la tensión de las probetas a 28 días tengan ninguna influencia en la calidad de la estimación en cuanto a lo que se refiere al  $K_{30}$  del Mixpile®.

Sí parece haber, sin embargo, alguna influencia de la longitud del Mixpile® en la correspondencia entre el  $K_{30}$  calculado y el realmente obtenido.

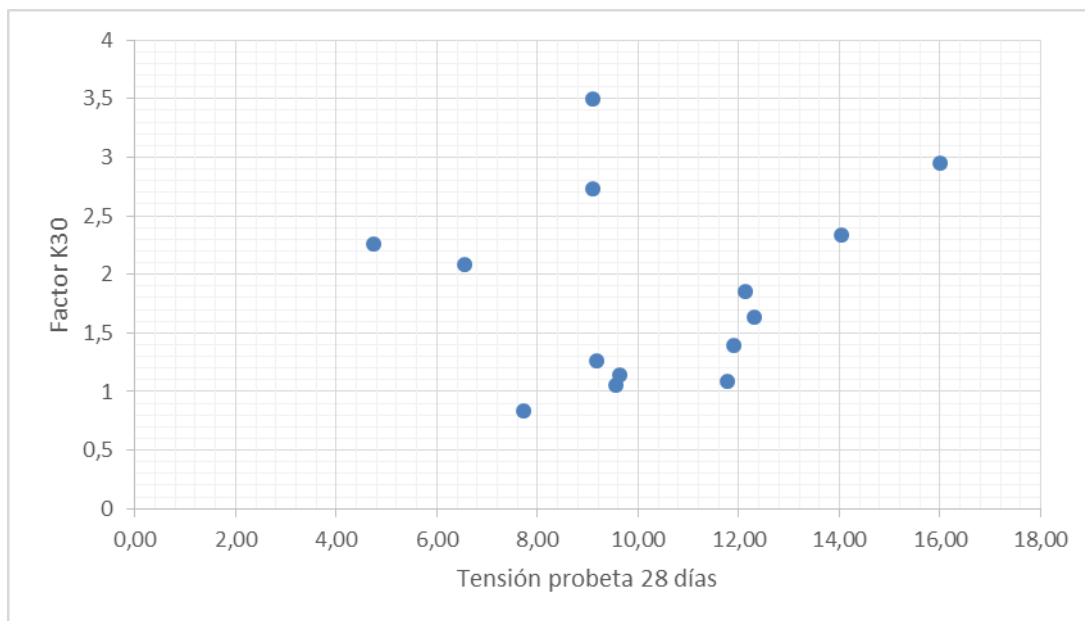
Esto se debe a la propia limitación del ensayo, ya que el bulbo de tensiones de una placa de carga no llega hasta profundidades muy elevadas y, por tanto, los resultados empiezan a alejarse cada vez más de los esperados en función de la longitud del Mixpile®.



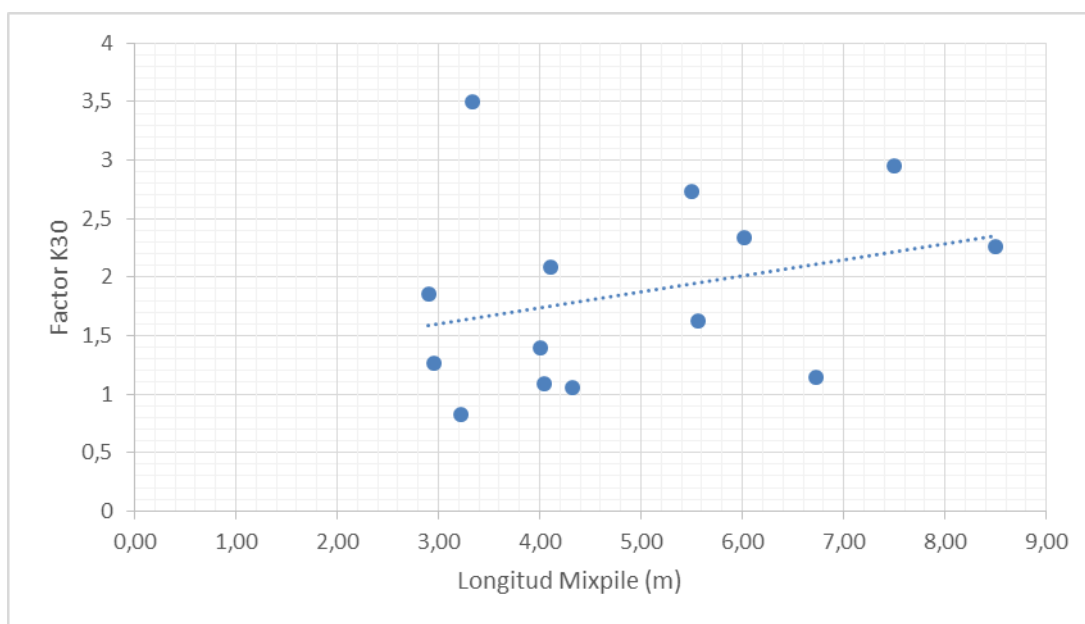
**Figura 4.58:**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función del  $N_{30}$ . Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.59:**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función  $Q$  admisible. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.60**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función de la tensión de la probeta a 28 días . Fuente: Elaboración propia

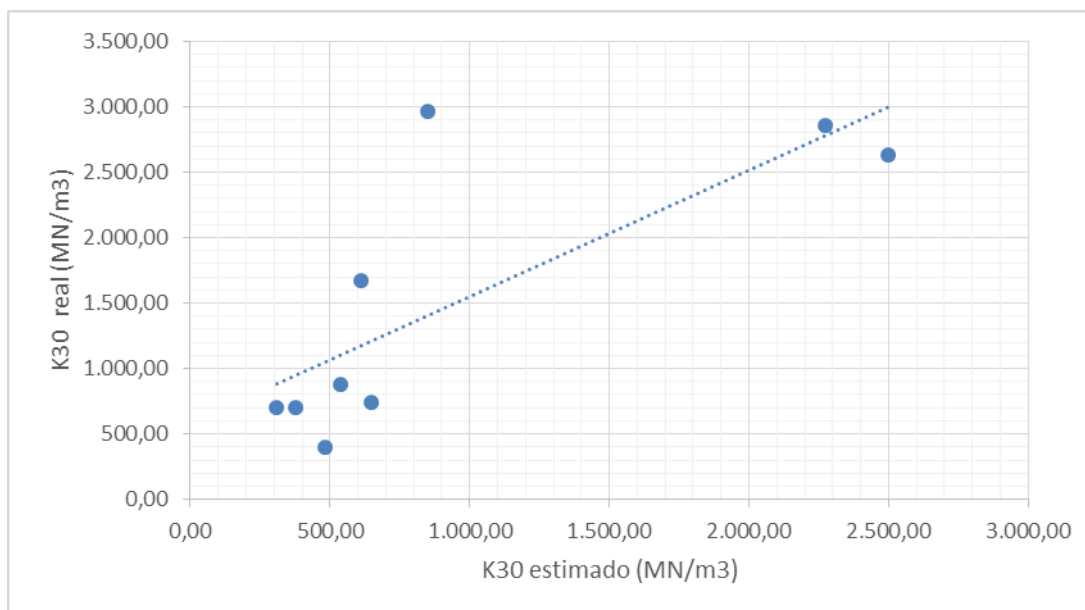


**Figura 4.61:**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función de la longitud del Mixpile. Fuente: Elaboración propia

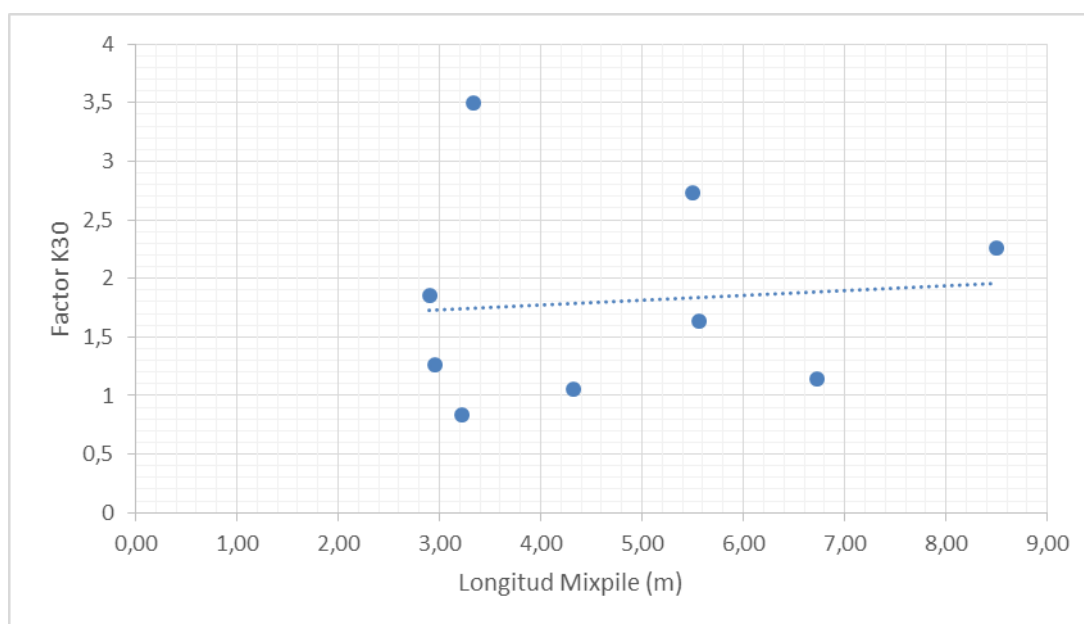
Una vez que hemos detectado que el único parámetro que parece influir en la correspondencia entre el  $K_{30}$  real y el estimado es la longitud del Mixpile®, estudiamos como se comporta para el caso concreto de un apoyo en terreno granular o coherente.



#### 4.5.1. TERRENO DE APOYO: GRANULAR



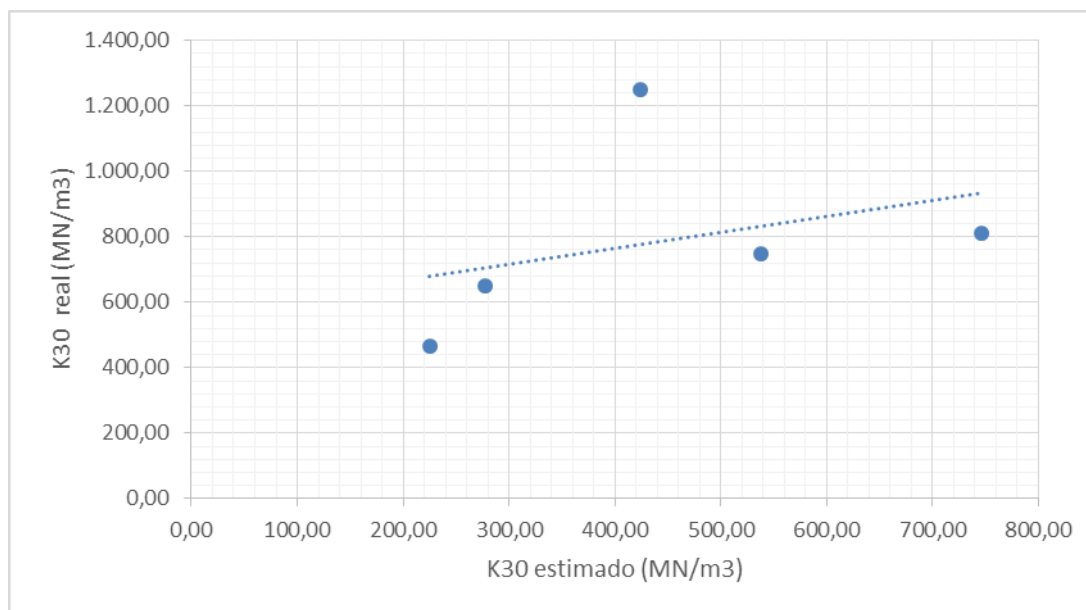
**Figura 4.62:** Relación entre el  $K_{30}$  real y el  $K_{30}$  estimado. Granular. Fuente: Elaboración propia



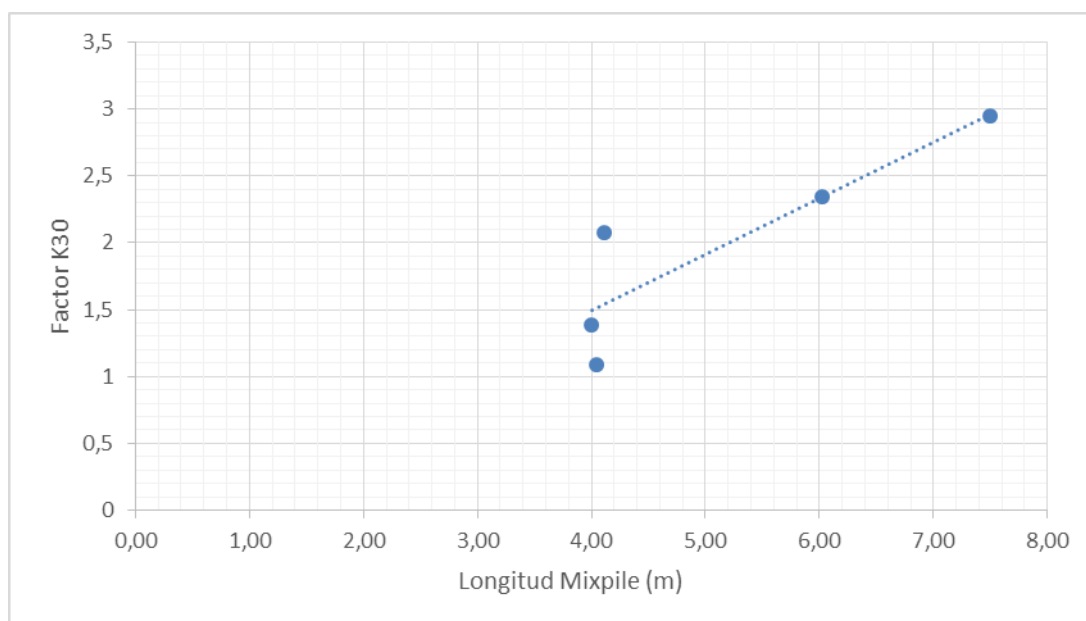
**Figura 4.63:**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función de la longitud del Mixpile. Granular.

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.2. TERRENO DE APOYO: COHERENTE



**Figura 4.64:** Relación entre el  $K_{30}$  real y el  $K_{30}$  estimado. Coherente. Fuente: Elaboración propia



**Figura 4.65:**  $K_{30}$  real/ $K_{30}$  estimado en función de la longitud del Mixpile. Coherente. Fuente: Elaboración propia

Vemos como la dependencia frente a la profundidad es mucho mayor en los Mixpile® apoyados en terrenos coherentes ya que, en esos casos, el pilote está trabajando fundamentalmente por fuste y la influencia de la longitud es mucho mayor. Esto nos lleva a pensar que la influencia del fuste en el cálculo de Mixpile® está subestimado.

#### 4.6. CONCLUSIONES

Si bien para el cálculo de las características del suelo equivalente resultante tras una mejora de terreno tipo Mixpile®, se parte del supuesto de que el terreno natural situado entre las columnas permanece en su estado original, esto no es del todo cierto cuando dicho terreno tiene naturaleza granular o es un relleno.

Los ensayos realizados en la obra ejecutada en el Centro Cultural de Cangas do Morrazo nos llevan a la conclusión de que se produce una mejora importante en dicho terreno. La lechada de cemento inyectada no sólo contribuye a la formación de las columnas suelo-cemento, sino que rellena los huecos existentes en el terreno natural.

De hecho para esta obra en cuestión se obtienen valores de rotura en probetas inferiores a lo que cabría esperar en función del cemento inyectado. Esto es así porque, tal y como acabamos de decir, el cemento no se emplea íntegramente en la columnas.

Aun así, todo este fenómeno no está cuantificado y queda como margen de seguridad.

Tras los ensayos realizados en los Mixpile® en obras reales podemos establecer las siguientes reglas que se cumplen para cualquier tipo de terreno:

- La resistencia a compresión simple depende de la resistencia mecánica del cemento utilizado (32,5-42,5)
- La resistencia a compresión simple disminuye con la presencia de nivel freático. Esto se puede corregir adaptando la relación a/c en la lechada de cemento, de manera que la humedad inicial en el Mixpile® no sea excesiva.
- La resistencia a compresión simple aumenta con el porcentaje de cemento (%), si bien consumos muy elevados no necesariamente significan mayores resistencias ya que suelen deberse a excesivos huecos en el terreno y, por tanto, el cemento consumido se utiliza principalmente en rellenar esos huecos. En esos casos, lo que se produce es una mejora en el terreno natural existente que contribuye al aumento de la capacidad de carga admisible del terreno equivalente pero que, tal y como dijimos en el capítulo 3, no es posible cuantificar a priori y se queda como margen de seguridad adicional.

En cuanto a la granulometría y los límites de Attemberg, veamos cómo estos influyen en función del tipo de terreno:

- En el caso de las gravas, la resistencia a compresión simple depende principalmente del porcentaje de las mismas. En estos casos, el material obtenido se asemeja más a un hormigón pobre que a un mortero.

No hemos estudiado la influencia de los límites de Attemberg por falta de casos

- En las arenas, la resistencia aumenta con el porcentaje de finos. Es lógico que un mayor porcentaje de finos eleve la resistencia del material, ya que se rellenan

los huecos existentes entre las partículas gruesas, obteniendo su máximo cuando estos se encuentran en torno al 30% y las arenas a un 70%.

La resistencia disminuye conforme aumentan los límites LL, LP e IP.

- En arcillas no se aprecia ninguna relación clara. El motivo de que no observemos ninguna dependencia con respecto a la granulometría ni límites de Atterberg puede deberse a que, en el caso de las arcillas, el terreno no se mezcla de manera tan eficiente con la lechada de cemento como cuando se trata de arenas, por lo que gran parte del terreno es desplazado hacia los laterales del Mixpile® y el material ensayado esté compuesto principalmente por lechada de cemento. Al contener menos cantidad de terreno, es lógico pensar que es más difícil detectar la influencia de las características del mismo.

En cuanto a la validez de aplicar la fórmula propuesta en las obras realmente ejecutadas, en la que los parámetros no son controlables como en el laboratorio, podemos concluir lo siguiente:

En el caso de las gravas, los valores obtenidos en los ensayos son un 20% mayores que las calculadas para valores en torno a los 8 MPa y, sin embargo, son un 20% inferiores para valores en torno a los 15 MPa. Se obtiene una coincidencia entre ambos cuando nos movemos en las cercanías de los 10 MPa.

En el caso de las arenas debemos distinguir entre plásticas y no plásticas. Para el caso de no plásticas, los reales se encuentran en torno a un 20% por encima de los estimados. Si presentan plasticidad, los resultados de las probetas disminuyen hasta coincidir con los calculados.

En arenas plásticas, los límites de Atterberg (LL, LP y IP) elevados suponen una disminución en las resistencias a compresión simple obtenidas.

Esto nos hace pensar que, en el caso de los terrenos granulares, sería necesario añadir un parámetro que dependiese de manera inversa del límite líquido.

Las arcillas no presentan la misma dependencia con respecto a la cantidad de finos, la dependencia fundamental es con respecto a la cantidad de cemento.

Hay que indicar también que, tanto en terreno granulares como coherentes, cuando eliminamos los casos de rellenos sin clasificar (en los que se han utilizado los valores del terreno natural inmediatamente inferior), obtenemos mucha menos dispersión en los resultados.

Podemos concluir que podemos obtener una estimación de los valores de resistencia a compresión simple según la formulación anterior, a pesar de las incertidumbres que tienen lugar por el mismo procedimiento del sistema, esto es:

- Gran parte de los tratamientos se realizan en rellenos (clasificados o no)

- Tomamos como características del terreno de mezcla la del terreno clasificado más superficial. Por el mismo procedimiento de ejecución, este terreno no permanece puro, sino que se mezcla con los situados superior e inferiormente. Cabe indicar, sin embargo que, al tratarse de tratamientos más superficiales, tampoco se suelen atravesar muchos estratos distintos hasta llegar al terreno de apoyo.

En cuanto a los resultados de placa de carga, los valores obtenidos en los ensayos son entre 1-3 veces mayores que los estimados.

La dispersión mayor ocurre para Mixpile® de longitudes largas, lo que nos hace pensar en las limitaciones del ensayo pero, por otro lado, este fenómeno es mucho más llamativo en el caso de las columnas calculadas principalmente por fuste.

Esto nos lleva a intuir que las fórmulas utilizadas en el cálculo del fuste del Mixpile® subestiman en realidad dicha capacidad. Las columnas se ejecutan sin extracción de terreno, por lo que es lógico pensar que debe aumentarse los coeficientes para el cálculo del fuste.

Este punto, al tratarse de algo fundamental, sería objeto de futuras investigaciones.



# 5

## Capítulo

---

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

---





## 5- CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

### 5.1- CONCLUSIONES

#### Clasificación de los Mixpile®

La mejora de terreno tipo Mixpile® presenta grandes similitudes con los sistemas de inclusiones rígidas y de DSM, pero también posee unas características propias que lo definen y distinguen del resto de sistemas.

En cuanto a los métodos de cálculo, se pueden utilizar tanto sistemas propios de las inclusiones rígidas (C5), como sistemas de cálculo de suelo equivalente más propios de DSM (C3).

El procedimiento de ejecución y el material resultante en las columnas suelo-cemento tipo Mixpile®, se asemeja principalmente a los sistemas de DSM, pero presenta características particulares debido a las elevadas cantidades de cemento utilizadas en comparación con dichos sistemas, lo que hacen que el material resultante presente una rigidez elevada.

#### Criterios de diseño

A continuación se exponen las principales conclusiones que se han obtenido acerca de los distintos métodos de cálculo y diseño

- Método 1: Analogía con inclusiones rígidas

En el DIT del sistema se estima que los Mixpile® absorben el total de las cargas, sin considerar la posible aportación del terreno. Esta suposición es correcta en el caso de mejora de rellenos antrópicos, ya que no se puede otorgar ninguna carga a los mismos o bien cuando la losa de cimentación apoya directamente sobre los Mixpile®, sin ninguna capa de reparto entre ambos elementos, ya que la rigidez de la losa hace que la mayor parte de la carga se dirija hacia los elementos más rígidos, esto es, los Mixpile®.

Sin embargo, existen multitud de situaciones en las que, si bien este criterio queda del lado de la seguridad, resulta sobredimensionado y podríamos optimizar el diseño considerando la aportación del terreno. Podemos considerar, por tanto, los Mixpile® como inclusiones rígidas en lugar de como pilotes de baja capacidad portante.

La optimización del diseño de los Mixpile® mediante los criterios de inclusiones rígidas es posible gracias al mayor y mejor conocimiento de la plataforma de transferencia de

carga. El reparto de carga entre los Mixpile® y el terreno natural dependerá del espesor y naturaleza de la misma, así como del elemento situado sobre esta, ya que los mecanismos de funcionamiento son distintos cuando se trata de un terraplén o de una losa de cimentación o zapatas.

En el caso de un terraplén la transferencia de carga se realiza a través de conos de difusión que parten de la cabeza de la inclusión con una abertura igual al ángulo de rozamiento de pico del material que compone la LTP. Es necesario un espesor mínimo para que se produzca dentro de la LTP la igualdad de asientos.

En el caso de la losa de cimentación, la propia losa cumple esa función. La transferencia de carga se produce principalmente a través del elemento estructural, la columna ficticia de la plataforma de transferencia situada en la parte superior de la inclusión y, en menor medida, las inmediaciones de la columna.

Se deben considerar también los mecanismos de fallo dentro de la LTP. El mecanismo de fallo de Prandtl se produce cuando la plataforma de transferencia de carga está cubierta por un elemento estructural rígido, tal como una losa o zapatas o cuando el espesor del terraplén es suficiente para evitar el mecanismo de fallo por punzonamiento. El mecanismo de fallo por punzonamiento se corresponde con la formación de un cono de cizallamiento en la superficie de la LTP.

Todo lo anterior nos permite establecer el reparto de cargas entre los Mixpile® y el terreno natural y, de este modo, optimizar el diseño.

- Método 2: Analogía DSM

El segundo enfoque de cálculo incluido en el DIT no presenta grandes modificaciones en cuanto a criterios de diseño, para los que se utilizan los métodos de homogeneización.

La elevada rigidez de los Mixpile® con respecto a las características usuales de los sistemas de DSM hace que debamos tener ciertas precauciones durante el diseño del sistema. A la hora de calcular el módulo de deformación del terreno equivalente, debe minorarse el módulo de deformación del Mixpile® al 10% del valor real.

### Terreno natural intermedio

Para el diseño de la mejora tipo Mixpile®, se parte del supuesto de que el terreno natural situado entre las columnas permanece en su estado original.

Esto, sin embargo, no es del todo cierto cuando dicho terreno tiene naturaleza granular o es un relleno. Los ensayos realizados en la obra ejecutada en el Centro Cultural de Cangas do Morrazo nos llevan a la conclusión de que se produce una mejora importante en dicho terreno. La lechada de cemento inyectada no sólo contribuye a la formación de las columnas suelo-cemento, sino que rellena los huecos existentes en el terreno natural.

### **Características mecánicas de las columnas Mixpile®**

En lo referente a las características mecánicas de la columnas Mixpile®, tras los ensayos realizados, se establecen algunas modificaciones con respecto a la formulación empleada hasta el momento para la estimación de los mismos:

Resistencia al corte sin drenaje:

$$c_u = 0,2 q_u$$

Módulo de deformación:

$$E = 300 q_u$$

Ambos parámetros están, a su vez, correlacionados con los valores de resistencia a compresión simple, por lo que esta resulta ser la característica que mejor define el comportamiento del Mixpile®. A continuación expondremos las conclusiones referentes a la resistencia a compresión simple.

Tanto los estudios realizados como nuestra experiencia en el tema, muestran el papel fundamental que tiene las inclusiones de terreno en las características de la mezcla suelo-cemento ya que, por el propio procedimiento de ejecución, estas resultan inevitables. El porcentaje para arenas se estiman en aproximadamente un 1%, lo que supone una disminución de la resistencia de un 20%. En las margas pueden aparecer hasta un 10% de inclusiones, lo que disminuye a la mitad los resultados de resistencia.

Este hecho nos lleva a la necesidad de introducir un coeficiente de seguridad frente al tope estructural. El coeficiente de 6 que aparece en el DIT 576/11 sigue pareciendo correcto, si bien podría disminuirse en el caso de materiales granulares.

Además de un valor límite inferior de 5 MPa para la resistencia a compresión simple de las probetas, se introduce un valor superior de 12 MPa en cuanto a cálculo, tal y como proponen algunas normas internacionales. Si a este valor le aplicamos el coeficiente de seguridad de 6, estableceremos el tope estructural para el Mixpile® en 2 MPa.

### Ensayos de rotura a compresión simple

En cuanto a los parámetros que influyen en la resistencia a compresión simple del Mixpile®, tras los ensayos realizados en obras reales podemos establecer las siguientes reglas que se cumplen para cualquier tipo de terreno:

- La resistencia a compresión simple depende de la resistencia mecánica del cemento utilizado (32,5-42,5)
- La resistencia a compresión simple disminuye con la presencia de nivel freático. Esto se puede corregir adaptando la relación a/c en la lechada de cemento, de manera que la humedad inicial en el Mixpile® no sea excesiva.
- La resistencia a compresión simple aumenta con el porcentaje de cemento (%), si bien consumos muy elevados no necesariamente significan mayores resistencias ya que suelen deberse a excesivos huecos en el terreno y, por tanto, el cemento consumido se utiliza principalmente en rellenar esos huecos. En esos casos, lo que se produce es una mejora en el terreno natural existente que contribuye al aumento de la capacidad de carga admisible del terreno equivalente pero que, tal y como dijimos en el capítulo 3, no es posible cuantificar a priori y se queda como margen de seguridad adicional.

La granulometría y los límites de Atterberg influyen de la siguiente manera en función del tipo de terreno

- En el caso de las gravas, la resistencia a compresión simple depende principalmente del porcentaje de las mismas. En estos casos, el material obtenido se asemeja más a un hormigón pobre que a un mortero.
- En las arenas, la resistencia aumenta con el porcentaje de finos. Es lógico que un mayor porcentaje de finos eleve la resistencia del material, ya que se rellenan los huecos existentes entre las partículas gruesas, obteniendo su máximo cuando estos se encuentran en torno al 30% y las arenas a un 70%.

La resistencia disminuye conforme aumentan los límites LL, LP y IP

- En arcillas no se aprecia ninguna relación clara. El motivo de que no observemos ninguna dependencia con respecto a la granulometría ni límites de Atterberg puede deberse a que, en el caso de las arcillas, el terreno no se mezcla de manera tan eficiente con la lechada de cemento como cuando se trata de arenas, por lo que gran parte del terreno es desplazado hacia los laterales del Mixpile® y el material ensayado esté compuesto principalmente por lechada de cemento. Al contener menos cantidad de terreno, es lógico pensar que es más difícil detectar la influencia de las características del mismo

Con respecto a la validez de la fórmula propuesta a la hora de aplicarla en las obras realmente ejecutadas, podemos concluir lo siguiente:

- Terrenos granulares:

En el caso de las gravas, los resultados obtenidos en los ensayos son un 20% superiores que los estimadas cuando nos encontramos en valores alrededor de los 8 MPa y, sin embargo, son un 20% inferiores para valores en torno a los 15 MPa. Se obtiene una coincidencia entre ambos cuando nos encontramos en el orden de los 10 MPa.

Para el caso de las arenas, los valores reales se encuentran en torno a un 20% por encima de los estimados en todo el intervalo comprendido entre los 8 y los 15 MPa.

Esto nos lleva a la conclusión de que se puede incluir un coeficiente de mayoración aproximado de 1,20 en la fórmula empleada.

Por otra parte, en el caso de gravas o de rellenos antrópicos en los que se pueda producir un elevado consumo de cemento debido al número de huecos del terreno natural, debe establecerse una limitación en cuanto al consumo considerado en la fórmula, ya que esto nos conduce a errores en la estimación de la resistencia a compresión simple.

En arenas plásticas, los límites de Atterberg (LL, LP y IP) elevados suponen una disminución en las resistencias a compresión simple obtenidas. Por tanto, sería necesario corregir la formulación propuesta introduciendo un parámetro que hiciese depender la resistencia del material de manera inversa al límite líquido.

- Terenos coherentes

Las arcillas no presentan la misma dependencia con respecto a la cantidad de finos, la dependencia fundamental es con respecto a la cantidad de cemento.

Tanto en terreno granulares como coherentes, cuando eliminamos los casos de rellenos sin clasificar (en los que se han utilizado los valores del terreno natural inmediatamente inferior), obtenemos mucha menos dispersión en los resultados.

Debido al mismo procedimiento de ejecución del sistema, existen ciertas incertidumbres difíciles de cuantificar y/o evitar, esto es:

- Gran parte de los tratamientos se realizan en rellenos (clasificados o no)
- Tomamos como características del terreno de mezcla la del terreno clasificado más superficial. Por el mismo procedimiento de ejecución, este terreno no permanece puro, sino que se mezcla con los situados superior e inferiormente. Cabe indicar sin embargo que, al tratarse de tratamientos más superficiales, no se suelen atravesar muchos estratos distintos hasta llegar al terreno de apoyo.

### Ensayos de placa de carga

Los valores obtenidos en los ensayos son entre 1-3 veces superiores a los estimados.

La mayor variación tiene lugar en los Mixpile® de mayor longitud. Esto se puede deber a las limitaciones propias del ensayo pero, por otro lado, llama la atención que este fenómeno es mucho más significativo en el caso de las columnas calculadas principalmente por fuste.

Esto nos hace pensar que las fórmulas utilizadas en el cálculo del fuste del Mixpile® subestiman en realidad dicha capacidad. Las columnas se ejecutan sin extracción de terreno, por lo que es lógico pensar que se deben emplear mayores coeficientes para el cálculo del fuste, empleándose criterios más acordes con los pilotes hincados en lugar de perforados

### 5.2- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Como futuras líneas de investigación, se establece un estudio de las características del terreno natural intermedio después de la mejora, en especial en el caso de terrenos granulares.

Para ello se propone una campaña de ensayos posteriores a la ejecución del Mixpile® para su comparación con los realizados antes del comienzo de los trabajos. Los S.P.T y penetrómetros pueden resultar muy aconsejables por su facilidad de empleo.

Se plantea ampliar los métodos de control en la columna Mixpile® con ensayos para comprobar la integridad de la misma. Si bien estos están perfectamente parametrizados para el caso de materiales homogéneos tales como el hormigón, la heterogeneidad que presenta la mezcla suelo-cemento hace que no se puedan emplear los mismos criterios y sea necesario realizar un estudio exhaustivo para poder aplicar dichos métodos.

Para cuantificar las características del terreno equivalente mejorado, se podría realizar una campaña de ensayos geofísicos, tales como el Cross Hole. Al igual que ocurre con los ensayos de integridad, la aplicación no es directa y, antes de poder emplear dichos métodos para el control de la mejora, es necesario realizar una campaña previa que nos permita establecer los parámetros que podrían obtenerse de esta forma.

Se propone realizar un estudio más completo de la influencia de las características del terreno en la resistencia a compresión simple. Tras el análisis llevado a cabo en el capítulo 4, se llega a la conclusión de que es necesario introducir un parámetro adicional que contemple la influencia del límite líquido y establecer un límite en cuanto al consumo de cemento que se considera que se emplea en la formación de la columna suelo-cemento.

Sería de gran interés realizar un estudio de la influencia del agua presente en el terreno. No sólo en cuanto a su aportación en la resistencia a compresión simple, cosa que ya se tiene en cuenta en la formulación propuesta sino, sobre todo, del comportamiento en el caso de que el agua tenga un movimiento importante. Para ello, se podría establecer un campo de pruebas y extraer posteriormente las columnas para comprobar su integridad en estos casos.

Por último, los ensayos de placa de carga nos han mostrado que probablemente la resistencia por fuste empleada en el cálculo de los Mixpile® este infravalorada. Sería necesario cuantificar este fenómeno de manera precisa antes de proceder a ningún cambio en los criterios de diseño del Mixpile®.





## REFERENCIAS

**Åhnberg, H. & Holm, G.** 1986. The lime column method, (Kalkpelarmetoden), SGI report no 31. Linköping, Sweden.

**Åhnberg, H.** 2006. Strength of stabilised soils. A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder. PhD-thesis LUTVDG/TVSM-06/1020, Lund University. Department of Construction Sciences. Soil Mechanics. 80 + /85/ p.

**Alén, C.** 1997. Calculations of stresses and settlements for piling and spread foundations (Spännings- och sätt- ningsberäkningar vid platt- och pålgrundläggning), Rapport B 1997:6, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola. Göteborg, Sweden.

**Alén, C. Baker, S. Bengtsson, P-E. Sällfors, G.** 2005. Lime/Cement Column Stabilised Soil - A New Model for Settlement Calculation. Proc, Deep Mixing '05, Stockholm.

**Al-Hashimi, Z. & Österberg, B.** 2004. Settlement in lime/cement columns stabilized clay, Master thesis 2004:17, Chalmers University of Technology, Geo Engineering. Göteborg, Sweden.

**Al-Shafei K.A.,** 1999, Engineering for Calcareous sediments, Proceedings of the Second International Conference on Engineering for Calcareous Sediments, A.A. Balkema, Rotterdam, Ed. Al-Shafei K.A., Bahrain, 21-24 February

**Al-Tabbaa, A.** 2003. Soil mixing in the UK 1991- 2001: State of practice report. Journal of Ground Improvement, Thomas Telford, Vol. 7, No. 3, pp 117- 126.

**Armijo, G.** 2004. "Inyecciones de baja movilidad en terrenos kársticos" Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 4ª Sesión: Mejora del terreno mediante Inyecciones y Jet Grouting, Madrid.

**Armijo, G.** 2008. "Jet Grouting". Curso sobre cimentaciones y mejora del terreno DRAGADOS-GEOCISA (no publicado).

**Baker, S.** 2000. Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay, PhD thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

**Baker, S., Sällfors, G., Alén, C.** 2005. Deformation properties of lime/cement columns, Evaluation from in-situ full scale tests of stabilized clay, Proc, Deep Mixing '05, Stockholm, Sweden.

**Barley, A.D. & Windsor, C.R.** 2000. Recent advances in ground anchor and ground reinforcement technology with reerence to the development of the art. Proceedings of GeoEng2000 , Melbourne, Australia.

**Baudouin G.** 2010. Sols renforcés par inclusions rigides: modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage. Thèse de doctorat, université de Nantes. France.

**Bergado, D.T., Anderson, L.R., Miura, N., & Balasubramaniam, A.S.** 1996. Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments. ASCE Press, ASCE, New York, USA.

**Berthelot, P., Pezot, B., Liausu, Ph.** 2003. Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides: Le procédé CMC – XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE). Praha, Czech Republic.

**Berthelot P., Durand F., Glandy M., Frossard A.** 2007. "Dallage et modules de déformation des couches de sols; applications aux renforcements de sols par inclusions et analyse du comportement du matelas de répartition". XIV ECSMGE. Madrid, Spain.

**Bielza, A.** 1999. Manual de técnicas de mejora del terreno. U.D. Proyectos. E.T.S.I.M. Madrid.

**Bigot G., Canepa Y.** 1998 "Fondations de bâtiments. Utilisation des techniques de traitement et d'amélioration des sol". Rapport interne LPC, p. 37 – 41.

**Bishop, J., Bearss, G., & Egorov, A.** 2007. The emerging technology of EHDE as applied to deep foundations, Proceedings of the 32nd Annual Conference on Deep Foundations. Colorado Springs, CO, USA.

**Bo, L., Linli, J., Ningyu, Z. and Sinong, L.** 2013. Centrifugal and numerical analysis of geosynthetic-reinforced soil embankments.

**Borel S.** 2001. Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Études et recherches LPC, GT 73.

**Borel, S.** 2007. Soil mixing innovations: Geomix, SpringSol and Trenchmix. Presentation at Joint BGA/CFMS meeting, London.

**Bouassida, M.; Porbaha, A.** 2004. Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns – Application to a deep mixing technique. Soils and Foundations. Vol. 44, n° 3, pp 91-101.

**Bowles.** 1987. Elastic foundation settlements on sand deposits. Journal of geotechnical engineering vol 113. N° 8 846-860.

**Briancon, L.** 2002. Renforcement des sols par inclusions rigides. Etat de l'art en France et à l'étranger. Rapport de l'IREX.

**Broms B.B.** 1969. "Design of piles group with respect to negative skin friction; Specialty session on negative skin friction and settlement of piled foundations". 7th.ICSMFE. México.

**Broms, B.B** 1984. Stabilization of soil with lime columns, Design Handbook, 3rd edition, Lime column AB.

**Broms, B.B.** 1999. Design of lime, lime/cement and cement columns. Keynote Lecture. Proc. of the Int. Conf. on Dry Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, pp. 125-153.

**Bruce, D.A.** 2000. An introduction to the Deep Mixing methods as used in geotechnical applications. Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Publication No FHWA-RD-99-138, Washington, D.C, 135 pp.

**Burlacu, C., Olinic, E., Manea, S. and Uta, P.** 2013. Compacted soil columns for foundations on collapsible soils. Laboratory and in-situ experimental study.

**Bygg.** 1968. Huvudel 2, Structural materials, Chapter 241 (Materiallära, kap 241), AB Byggmästarens förlag, Stockholm, Sweden.

**Canetta, G. & Nova, R.** 1989. A numerical method for the analysis of ground improvement by columnar inclusions, Computers and Geotechnis, Vol. 7, 99-114. Eurocode 7 (2005). ENV1997 part I - geotechnical design - general rules

**Caquot A., Kerisel J.** 1966. Traité de mécanique des sols, Gautier-Villars,

**Carlsten, P.** 2000. Hand book for lime and lime/cement columns (Kalk- och kalkcementpelare, Vägledning för projektering, utförande och kontroll), SGF /Rapport 2:2000, Linköping 2000. Sweden.

**Cartiaux F.-B.** 2007. Gellee A., Buhan (de) P., Hassen G. - «Modélisation multiphasique appliquée au calcul d'ouvrages en sols renforcés par inclusions rigides». Revue française de géotechnique, n° 118, p. 43-52.

**Cartier G.** 1994.- Effet de groupe sur le frottement négatif (essais en centrifugeuse). Mémoire de DEA, LCPC Nantes, France.

**Carvajal, E., Vukotic, G., Sagaseta, C. and Wehr, W.** 2013. Column Supported Embankments for Transportation Infrastructures: Influence of Column Stiffness, Consolidation Effects and Cyclic Loading.

**Castro González, Jorge.** 2008. Tesis doctoral: Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. ETSICCP. Universidad de Cantabria.

**Castro, J., Sagaseta, C., Cañizal, J., Da Costa, A. and Miranda, M.** 2013. Foundations of embankments with encased stone columns.

**CDIT.** 2002. "The Deep Mixing Method", A.A. Balkema Publishers. Japan.

**Chai, J.-C. and Carter, J. P.** 2013. Consolidation theory for combined vacuum pressure and surcharge loading.

**Charles, J. A.** 1996. Depth of influence of load areas. *Revista Geotechnique* vol 46 Pa 51-61.

**Charlie, W. A., Jacobs, P. J., & Doebling, D. O.** 1992. Blasting-induced liquefaction of an alluvial sand deposit. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 15(1): 14-23.

**Celma, J. J.** 2004. "Análisis de los Factores que intervienen en la Técnica del Jet Grouting". Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 4ª Sesión: Mejora del terreno mediante Inyecciones y Jet Grouting, Madrid.

**Chevalier B.** 2008. Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcements de sols par inclusions rigides. Thèse de doctorat, université Grenoble I Joseph-Fourier.

**Chevalier B., Combe G., Fantino R., Grange S., Villard P.** 2010. "Étude des mécanismes de report de charge dans les matelas granulaires des remblais sur sol compressible renforcé par inclusions rigides". Rapport 4-10-4-02.

**Chevalier B., Villard, P., Combe G.** 2011. "Investigation of load transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions". *International Journal of Geomechanics*, doi:10.1061/(ASCE) GM.1943 - 5622, 0000083.

**Chu, J., Varaskin, S., Klotz, U. and Mengé, P.** 2009. Construction Processes, Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, M. Hamza et al. (Eds.), IOS Press, Amsterdam, Vol. 4, pp. 3006-3135.

**Cirión, A., Paulín, J., Racinais, J. and Glandy, M.** 2013. Displacement rigid inclusions. Proceedings of the 18<sup>th</sup> ICSMGE. Paris, France.

**Combarieu O.** 1988 "Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification des remblais sur sols médiocres". *Revue française de géotechnique* n° 44, p. 57-79.

**Combarieu O.** 1990. "Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales". *Revue française de géotechnique* n° 53, , p. 33 à 44.

**Combarieu O.** 2007. "Remblais sur sol médiocre et inclusions rigides. Nouvelle approche du dimensionnement». Rapport 1-07-5-01.

**Combarieu O.** 2008. "Remblais sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche du dimensionnement". *Revue française de géotechnique* n° 122, p. 45- 54.

**Consoli, N. C. and Viana da Fonseca, A.** 2012. Rational criteria for the assessment of the target mechanical strength and stiffness of artificially sand-cement mixtures II-297. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Correia, A.A.S., Venda Oliveira, P.J. and Lemos, L.J.L.** 2013. Prediction of the unconfined compressive strength in soft soil chemically stabilized.

**CT97-0351.** Project No. BE-96-3177. European Commission. Industrial & Materials Technologies Programme (Brite-EU-Ram III) Brussels.

**Cuellar, V., 2004.** “Inyecciones por fracturación e inyecciones de impregnación”. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 4ª Sesión: Mejora del terreno mediante Inyecciones y Jet Grouting, Madrid.

**Cuira, F., Simon, B.** 2009. “Deux outils simples pour traiter des interactions complexes d'un massif renforcé par inclusions rigides”. Proc. 17th ICSMGE, Alexandrie, M. Hamza et al. (Eds.), IOS Press, p. 1163-1166.

**Cuira F., Costa d'Aguiar S., Grzyb A., Pellet F., Mosser J.-F., Guimond-Barrett A., Le Kouby A.** 2013. Numerical modeling of a soil-mixing column behavior and comparison with a full-size load test Proceedings General Report TC211. Paris, France.

**De Cock, F.** 2008. Ground anchors: overview of types, installation methods and recent trends. Proc. Int. Symp. On Ground Anchors, Vol. 1, 14 May, Brussels

**DeJong, J.T., Fritzges, M.B., & Nusslein, K.** 2006. Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 132(11): 1381-1392

**Denies, N.; Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Maertens, J. and Vervoort, A.** 2012. SOIL MIX WALLS as retaining structures- Belgian practice III-83. Proceedings GI. Brussels, Belgium

**Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Vervoort, A., Van Lysebetten, G. and Maertens, J.** 2012. SOIL MIX WALLS as retaining structures – mechanical characterization III-99. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Vervoort, A. and Maertens, J.** 2012. Mechanical characterization of DEEP SOIL MIX material – procedure description III-117. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Denies, N. and Van Lysebetten, G.** 2012. General Report. Session 4 – Soil Mixing 2 – Deep Mixing. Proceedings of the International Symposium of ISSMGE - TC211. Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works. Brussels, Belgium.

**Denies N., Van Lysebetten G., Huybrechts N., De Cock F., Lameire B.; Maertens J., Vervoort A.** 2013. Design of Deep Soil Mix Structures: considerations on the UCS characteristic value. Proceedings General Report TC211. Paris, France.

**Dinh A.Q.** 2009. Étude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement. Thèse de doctorat, ENPC.

**Essler, R., & Kitazume, M.** 2008. Application of Ground Improvement: Deep Mixing. TC17 website: [www.bbri.be/go/tc17](http://www.bbri.be/go/tc17)

**EuroSoilStab**, 2002. Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilisation.

**Filz, G. M. y Navin, M. P.** 2006. "Stability of column-supported embankments". Virginia Transportation Research Council. VTRC 06-CR13. 76 p.

**Filz, G. M.** 2007. "Load transfer, settlement, and stability of embankments founded on columns installed by deep mixing methods". Geotechnical Engineering Seminar Presentation. National Technical University of Athens. Geotechnical Department - Foundation Engineering Laboratory. School of Civil Engineering.

**Frank R., Zhao S.R.** 1982. Estimation par les parametres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 119 mai-juin.

**Galli, A. and di Prisco, C.** 2013. Geocased columns: toward a displacement based design.

**Gandhi, S.R., Dey, A.K., & Selvam, S.** 1998. Densification of pond ash by blasting. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125(10): 889-899.

**Glandy M., Frossard A.** 2002. "Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions". Annales de l'IBTP, n° 1, p. 45-53.

**Gohl, W.B., Tsujino, S., Wu, G., Yoshida, N., Howie, J.A., & Everard, J.** 1998. Field applications of explosive compaction in silty soils and numerical analysis. Geotechnical Special Publication, 1: 654-665.

**Gohl, W.B., Jefferies, M.G., Howie, J.A., & Diggle, D.** 2000. Explosive compaction: design, implementation and effectiveness. Geotechnique, 50(6): 657-665.

**Gómez Pérez, R. y Svetlana Melentijevic.** Diciembre de 2014. Inclusiones rígidas. Análisis comparativo de los métodos analíticos y numéricos. "Boletón de la Sociedad española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica. Nº 181.

**Grisolia, M. , Leder, E. and Marzano, I.P.** 2013. Standardization of the molding procedures for stabilized soil specimens as used for QC/QA in Deep Mixing application.

**Guimond-Barrett, J.-Fr. Mosser, N. Calon, Ph. Reiffsteck, A. Pantet and A. Le Kouby.** 2012. Deep mixing for reinforcement of railway platforms with a spreadable tool III-169. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Ghorbanbeigi, H. Mroueh, L. Lancelot and J. F. Shao.** 2012. Numerical analysis of the behavior of cement treated sand II-309. Proceedings GI Brussels, Belgium.

**Hataf, N. and Nabipour, N.** 2013. Experimental investigation on bearing capacity of geosynthetic encapsulated stone Columns.

**Hewlett W., Randolph M.A.** 1988. "Analysis of piled embankments". Ground Engineering, 21(3), p. 12-18.

**Ignat, R.** 2002. Settlement in lime/cement columns stabilized clay, Master thesis 2002:2, Chalmers University of Technology, Geo Engineering, Götebor. Sweden.

**Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.** 2011. Documento de Idoneidad Técnica nº 576/11. Sistema de mejora o refuerzo de terrenos. Mixpile.

**IREX.** 2012. Projet national ASIRI. Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides. Presses des Ponts. France.

**Islam, M. S. and Yasin, S. J. M.** 2013. Improvement of a Clay Deposit.

**Janbu, N.** 1989. Design analyses in geotechnical engineering. Concept of two chapters in a book, Geotechnical Division, NTNU, Trondheim, Noruega.

**Jeanty, J.M., Mathieu, F. and Benhamou, L.** 2013. Importance and practical examples of inertial soil improvement.

**Jenck O.** 2005. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat, INSA Lyon. France.

**Jenck O., Dias D., Kastner R.** 2006. "Expérimentations sur modèle réduit bidimensionnel en laboratoire. Modélisation physique de la plate-forme de transfert de charg". Rapport 1- 06-3-01, octobre.

**Jenck O., Dias D.** Octobre 2007. Modélisation numérique discrete d'un modele réduit bidimensionnel de matelas de transfert de charge granulaire édifié sur inclusions rigides. Rapport 2-08-4-03.

**Jiménez Salas, J.A., Justo Alpañes, J.L. y Serrano González, A.** 1975. Geotecnia y Cimientos I. Ed. Rueda. Madrid.

**Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS.** 6ª Sesión Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno. Técnicas de Mejora del Terreno, Madrid.

**Karol, R.H.** 2003. Chemical Grouting and Soil Stabilization, 3rd: CRC Press.

**Kitazume, M., Okano, K. y Miyagima, S.** 2000. "Centrifuge model tests on failure envelope of column type deep mixing method improved ground". En: Soils and foundations: Japanese Geotechnical Society. Vol. 40, No 4. pp. 43-55.



**Kitazume, M. y Maruyama, K.** 2006. "External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading". En: Soils and foundations: Japanese Geotechnical Society. Vol. 46, No 3. pp. 323-340.

**Kitazume, M. y Maruyama, K.** 2007. "Internal stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading". En: Soils and foundations: Japanese Geotechnical Society. Vol. 47, No 3. pp. 437-455.

**Kivelö, M.** 1998. Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 170 pp.

**Klimis, N.S. and Sarigiannis, D.** 2013. Interaction of stone column and surrounding soil during its construction: 3D numerical analysis.

**Kummerer, C.** 2003. Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories, PhD. Thesis, Technical University of Graz.

**Kutzner, C.** 1996. Grouting of Rock and Soil. Rotterdam, Balkema.

**Lambert, S., Rocher-Lacoste, F. and Le Kouby, A.** 2012. Soil-cement columns, an alternative soil improvement method III-179. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Laurent Y.** 2002. Renforcement des massifs de fondation par inclusions rigides verticales, Étude bibliographique et numérique. Mémoire DEA INSA. Lyon, France.

**Lawson C.R.** 2000. "Serviceability limits for low-height reinforced piled embankments". Proceedings GeoEng, Melbourne, Australia. Lancaster: Technomic Publishing Co.

**Le Hello B.** 26/06/2007. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides. Étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Thèse de doctorat, université Grenoble I Joseph-Fourier. France.

**Liausu, Ph., Pezot, B.** 2001. Reinforcement of soft soils by means of controlled modulus columns - XVth International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE). Istanbul, Turkey.

**Liu, J.** 2003. Compensation grouting to reduce settlement of buildings during an adjacent deep excavation. Proc. 3rd Int. Conf. on Grouting and Ground Treatment, Geotechnical Special Publication 120, ASCE, New Orleans, Louisiana, 2: 837-844.

**Liu, H.L.** 2007a. New piling techniques for soil improvement in China, Proc 13 Asian Regional Conf on Soil mech and Geot Eng. Kolkata

**Lomize, G.M., Kirillov, A.A., Semushkina, L.A., Kirillov, Y.A., & Abramkin, A.V.** 1973. Tests of application of the electric spark method for compaction of the subsiding loess soils. *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo* (6): 22-25.



**Lukas, R.G.** 1986. Dynamic compaction for highway construction. Vol 1: Design and construction guidelines, FHWA Report No RD- 86/133.

**Maddison, J.D., Jones, D.B., Bell, A.L., & Jenner, C.G.** 1996. Design and performance of an embankment supported using low strength geogrids and vibro concrete columns. Proceedings 1st European Geosynthetics Conference, 325.

**Matuso, O.** 2002. "Determination of Design Parameters for Deep Mixing," Proceedings of Deep Mixing Workshop. Tokyo, Japan.

**Menard, L., & Broise, Y.** 1975. Therotical and practical aspects of dynamic consolidation. Geotechnique, 25(1): 3-18.

**Menge, P.** 2007. Surface compaction of hydraulic fills of limited thickness. Presentation made at TC 17 Workshop at 14ECSMGE, Madrid, 24-27 Sept. TC17 website: [www.bbri.be/go/tc17](http://www.bbri.be/go/tc17).

**Ministerio de Fomento.** 2002. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Dirección General de Carreteras. Serie Monografías.

**Ministerio de la Vivienda** 2006. Código Técnico de la Edificación. Seguridad Estructural Cimientos.

**Mitchell, J.K.** 1981. Soil improvement: state-of-the-art report. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 509-565.

**Mitchell, J.K., & Santamarina, J.C.** 2005. Biological Considerations in Geotechnical Engineering. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(19): 1222-1233.

**Monnet A., Bernhardt V.** 2000. Quelques propositions au sujet des fondations profondes, Revue française de géotechnique 90, p. 15-24.

**Moseley, M.P.** 2004. Ground Improvement. Ed. Spon Press. London, England.

**Navin, M.P.** 2002. "Stability of embankments founded on soft soil improved with deep-mixing-method columns". Tesis doctoral (Doctor of Philosophy in and Environmental Engineering). Blacksburg, Virginia Polytechnic Civil Institute and State University. 247 p. EEUU.

**Navin, M.P. y Filz, G.M.** 2006. "Reliability of deep mixing method columns for embankment support". GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age. ASCE Proceedings 187, 251. 6 p. Atlanta, EEUU.

**NF EN 1997-1, Eurocódigo 7** – Cálculo geotécnico.

**Okabe. T.** 1977. "Large negative skin friction and friction free pile methods". 9th ICSFME, Tokyo, vol. 1.

**Okyay U.S.** 24 novembre 2010. Étude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides. Application à des cas de chargements statiques et dynamiques. Thèse de doctorat, INSA Lyon. France.

**Okyay U.S., Dias D.** 2010. Use of lime and cement treated soils as Pile supported load transfer platform, *Engineering Geology*, vol. 114 (1-2), p 34-44.

**Ortiz Berrocal, L.** 1998. Elasticidad. Ed. McGraw-Hill, Madrid.

**Osborne, N.H., & Ng, C.C.** 2008. Strut Omission by Observational Approach for Deep Excavation in Singapore using Hybrid Ground treatment, *Proc Int Conf on Deep Excavations*. Singapore.

**Ostermayer, H. & Barley, T.** 2003. Ground anchors. *Geotechnical Engineering Handbook – Volume 2: Procedures*, Ernst & Sohn Verlag, Germany, 2003: 170-219.

**Östlund, L.** 1990. Hand book of concrete design, Chapter 2 (Betonghandbok, Konstruktion utg 2, kapitel 2), Svensk Byggtjänst. Sweden.

**Pande, G. N. and Pietruszczak, S.:** Proc. of the 10th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X), Rhode, Greece, Taylor and Francis/Balkema publishers, Leiden, The Netherlands, 495-502.

**Plomteux, C., Spaulding, C., Simmons, G.** 2003. Reinforcement of Soft Soil by Means of Controlled Modulus Columns - Soil and Rock – América.

**Plomteux, C., & Porbaha, A.** 2004. CMC Foundation System for Embankment Support -A Case History. *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems (GSP 124)*, 980-992

**Plomteux, C., Lacazedieu, M.** 2007. Embankment construction on extremely soft soil using Ground Improvement with CMC and Wrap Around Reinforced embankment for the Highway 2000 project - 16SEAGC. Kuala Lumpur, Malasia.

**Plomteux, C., Liausu, P.** 2007. Flat glass float factory construction on loess deposits using Ground Improvement with CMC in seismic conditions for the Saint - 16SEAGC. Kuala Lumpur, Malasia.

**Pollan, José Alonso.** Enero 2014. Tesis doctoral: Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento del terreno mediante columnas de grava. ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid.

**Raithel, M., Kirchner, A., Schade, C., & Leusink, E.** 2005. Foundation of constructions on very soft soils with geotextile encased columns– State of the Art, *ASCE-Conference Geo-Frontiers*: 923-946. Austin, USA.

**Raju, V.R., & Sondermann, W.** 2005. Application of the vacuum preloading method in land reclamation and soil improvement projects. Chapter 21, Ground Improvement - Case Histories. B. Indraratna & J. Chu (Eds.), Elsevier, 601-638.

**Rathmayer, H.** 2000. Edit. Proc. 4th Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Helsinki, 570p.

**Rault G., Baudouin G., Thorel L.** Décembre 2007. "Essais centrifugeuse : comportement d'un groupe élémentaire (3\*3 inclusions) : conception des montages". Rapport 2-07-3-05.

**Rault G., Thorel L.** Octobre 2009. "Étude du transfert de charge par cisaillement. Dispositif de plateau mobile. Essais de reception". Rapport 3-09-3-14.

**Rogbeck, Y.** 1998. Two and Three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankment – 6th International Conference on Geosynthetics. Atlanta, EEUU.

**Rogbeck, Y., Gustavson, S., Södergren I., Lindquist D.** 1998. Reinforced piled embankments in Sweden – Design Aspects – 6th International Conference on Geosynthetics. Atlanta, EEUU.

**Rydell, B. and Westberg, G.** 2005. Edit. Proc. Int. Conf. on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm.

**Sabatini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C.** 1999. Ground Anchors and Anchored Systems, FHWA publication FHWA-IF-99-015.

**Suganya K. and P. V. Sivapullaiah.** 2012. Parametric study of embankments founded on soft organic clay using numerical simulations III-299. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Schlosser F.** 1983. "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage des sol". Annales de l'ITBTP n° 418.

**Simon B.** 2001. "Une methode integree pour dimensionner les reseaux d'inclusions rigides en déformation". XVe ICSMGE, vol. 2, p. 1007-1010. Istambul, Turkey.

**Simon B., Schlosser F.** 2006. "Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France. Symposium Rigid inclusions in difficult subsoil conditions". ISSMGE TC36, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, UNAM, México.

**Simon B.** 2010. "Une méthode simplifiée pour le calcul des semelles sur sol renforcé par inclusions rigides". JNGG. Tome 1, p. 529-536. Grenoble, France.

**Slocombe, B.C.** 2004. Dynamic compaction. In M. P. Moseley & K. Kirsch (Eds.), Ground improvement, 2nd Ed.: Spon Press

**Swedish Geotechnical Society (SGS)** 1999. "Lime and Lime Cement columns. Guide for design, construction and control". SGF Report 4:95. Forsman J. 1997.

**Szymkiewicz, F.-S. Tamga, A. Le Kouby, Ph. Reiffsteck and J.-L. Tacita.** 2012. Laboratory study of the workability of the Deep Soil-Mixing material and in situ applications II-501. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Szymkiewicz F., Le Kouby A., Reiffsteck P., Mosadegh A., Tacita J.-L.** 2013. Laboratory parametric study of the Deep Mixing material Proceedings General Report TC211. Paris, France.

**Taki, O.** 2003. "Strength Properties of Soil Cement Produced by Deep Mixing," Proceedings of the ASCE/Gnnneo-Institute Committee on Grouting's Specialty Conference on Grouting. New Orleans, EEUU.

**Thai Son Q., Hassen G., Buhan (de) P.** 2009. "Dimensionnement sous sollicitation sismique de sols de fondations renforcés par inclusions rigides". Proc. 17th ICSMGE, Alexandrie, M. Hamza et al. (Eds.), IOS Press, p. 606-609.

**Thorel L., Rault G., Baudoin G.** Nomvembre 2000. "Comportement d'un groupe élémentaire (3\*3 inclusions): simulation en centrifugeuse du chargement d'un remblai ». Rapport 2-07-3-08 et annexes.

**Topolnicki, M.** 2004. Chapter: Soil Mixing. Ground Improvement. 2nd ed. Moseley, M P and Kirsch, K., ed. Spon Press. London, UK.

**Topolnicki, M. and Pandrea, P.** 2012. Design of in-situ soil mixing III-309. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**UNE-EN 14679:2005:** "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Mezclado profundo". using Prefabricated Vertical Drains and Pre-loading - A Case Study.

**Van der Ruyt, M., & Van der Zon, W.** 2009. Biological in situ reinforcement of sand in near-shore areas. Geotechnical Engineering, 162(1): 81-83.

**Van Impe, W.F.** 2001. Recent advances in soil reinforcement and improvement. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, Turkey.

**Vervoort, A. Tavallali, G. Van Lysebetten, J. Maertens, N. Denies, N. Huybrechts, F. De Cock and B. Lameire.** 2012. Mechanical characterization of large scale soil mix samples and the analysis of the influence III-127 of soil inclusions. Proceedings GI. Brussels, Belgium.

**Vogler, U. & Karstunen, M.** 2007. Numerical modelling of deep mixed columns with volume averaging technique.

**Welsh, J.P., Anderson, R.D., Barksdal, R.P., Satyapriya, C.K., Tumay, M.T., & Wahls, H.E.** 1987. Densification. In J.P. Welsh (Ed.), Soil Improvement - A Ten Year Update, ASCE Geotechnical Special Publication No. 12: 67-97 .

**Woodward, J.** 2005. An introduction to geotechnical processes: Taylor & Francis.

Yonekura, R., Terashi, M. and Shibazaki, M. 1996. Edit. Proc. 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems. Tokyo, Japón.

Zheng, Y.R., Chu, J., Lu, X., & Feng, Y.X. 2004. Improvement of soft ground by dynamic compaction. Geotechnical Engineering, Journal of Southeast Asian Geotechnical Society, 35(1): 39-46



## ANEXOS

A - FICHAS DE CONTROL DE OBRAS



B- DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA DIT 576/11

C- TABLAS DE CORRELACIONES





## A - FICHAS DE CONTROL DE OBRAS





Referencia	Dirección	Localidad
MX/1022/2014	GRADERÍO CANARIAS	LAS PALMAS

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos											Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$			cu Kpa	E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
LABATEC SA	1	Pavimento sintético	0,00 m -1,35 m													
		Rellenos antrópicos	-1,35 m -3,00 m	SC	24.6	35.4	58.9	54.5	21.9	32.6	12	30		2000		
		Terreno granular	-3,00 m -25,00 m	SC	22.5	33.5	63.2	44.8	22.8	22	40-50	30		30000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
320	0	320	1	2,95	373	1102	201,6	175	35280	0,8	4587	II B-L	32,5 N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Labetec		3,3	5,52		5	9,18 OK	Labetec			0,5	0,17	2941	2859,5
		3,1			4,9								
		5,1			9,9					0,5	0,18	2778	
		5,5			10,6								
		7,6			12,2								
		8,5			12,5								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0,3	0,59	5	678	2272,73	0,035	2179,8	678	692



Referencia	Dirección	Localidad
MX/975/13	CENTRO DEPORTIVO PUERTA PALMA	JAEN

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOXAUEN	NO	UG-1.Rellens	0,00 m 3,60 m	CL							2	20		2000		
		Ug II Arcilla marrón oscuro	-3,60m -5,200 m	CL	84.2	13.8	2	35.7	25.5	10.2	10	26	65	5000		
		Ug III Margas arcillosas	-5,20 m -12,00 m	CH	91.8	8.2	0	52.1	23.2	28.9	25	24	100	12500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
39,67	41,77	81.5	0.74	4.11	600	2468.7	1475	55	81125		464	II/ B-M(LPV)	32,5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
HERGOLAB		3,43	3,47		6,48	6,55 OK	TCALP		1	0,5	1,23	407	467,7
		3,56			6,49				2	0,5	1,55	323	
		3,97			7,96				3	0,5	1,44	347	
		3,81			7,63				4	0,5	0.63	794	
		3,25			5,65				5	0,5	0.76	658	

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.07	0.51	5	262	225,23	0,005	153	153	34



Referencia	Dirección	Localidad
MX/880/12	COLEGIO ABOGADOS C/QUEROL N44 Y ESPANA N7	MELILLA

Estudio geotécnico															
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP					
GEOMEL	NO	UG-I Relleno antrópico	0,00 m -2,00 m								5	20		4000	
		UG-II aluvial superficial	-2,00m -4,500 m	SC	38.1	30.6	31.3	58.1	24.9	33.2	13	26	5	6500	
		UG-III Aluvial superficial	-4,50 m -6,00 m	GW							13	26	5	6500	
		UG-II aluvial intermedio	-6,00 m -9,00 m	SM							30	28	7.5	13000	
		UG-II Aluvial inferior	-9,00 m	SM							50	31	12.5	23000	
Características Mixpile							Características edificación					Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
227	51.6	278.6	0.91	4.32	105	454	116	65	7540	2.6	504	CEM IIA/ V	42.5	R/SR	

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
GEOMEL	17/10/2013	8	7.84		9.76	9.56	GEOMEL		1	0,5	0.19	2632	2632
		9.8		11.95									
	18/10/2013	7.3		8.05									
		6.7		8.17									
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0,14	0,45	5		317		2500	0.035	1143.45		317		363	

Referencia				Dirección								Localidad				
MX/825/11				ALDI CERRADO DE CALDERON								MALAGA				
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GETECNYCO	NO	Relleno antrópico	0,00 m -3,50 m	SP-SM	13.6	49.7	36.7	16.8	13.5	3.4	9	30		6000		
		Arenisca color rojizo	-3,500 m	GP-GC							50	45	200	30000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
265	0	265	1	3.33	380	1263.5	1950	40	78000	2.6	633	CEM II/ AL	32.5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
CEMOSA	30/11/2011	6.8	7.1		8.72	9.1 OK			1	0,5	0.3	1667	2963.33
	12/04/2012	7.5			9.62				2	0,5	0.09	5556	

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0,03	1.28	7.68	104	847.46	0.035	157.5	104	50

Referencia				Dirección				Localidad							
MX/772/10				CENTRO CULTURAL				CANGAS DE ALMORRAZO							
Estudio geotécnico															
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza						Índice SPT	Ángulo de rozamiento e	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP					
ENMACOSA	4	Unidad 2 Arenas litoraes	0,00 m -6,50 m	SM-SW	13.2	86.8	0	NP	NP	NP	7	28	-	6600	
			-6,50 m -11,50 m	SM-SW	8.3	91.7	0	NP	NP	NP	15	33	-	9300	
		Unidad 2 Arenas litoraes	-11,50 m -17,50 m												
		Unidad 3 Granitoide		CH	55.4	44.6	1	55.4	28.8	26.6	20	45	85	11000	
Características Mixpile							Características edificación				Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
159	34.67	193	0.91	5.5	218	1198	395	85	33575	4.5	563	CEM II/ AL	32.5	N	
Probetas															
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Placa de carga								
G.O.C		7	7.1		8.97	9.1	OK	G.O.C		1	0,5	0.3	1667	1667	
		7.2			9.23					2	0,5	0.3	1667		
										3	0,5	0.3	1667		
VALORES DE CÁLCULO															
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30							
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)							
0,09	0.96	5.76	234	609.76	0.035	217.35	217.35	69							



Referencia							Dirección							Localidad				
MX/1127/15							PLASBEL							MURCIA				
Estudio geotécnico																		
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa	
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP								
BASALTO	NO	Rellenos antrópico Arcillas limosa	0,00 m -1,00 m -1,00 m	CL	70.1	29.9	0	23.1	16	7.1	15	17	35	5000				
					93.8	6.2	0	44.6	18	26.6		26						
Características Mixpile							Características edificación							Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades m	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
16.8	137.4	154.2	0.55	7.5	940	1263.5	3100	200	620000	2.3		419	CEM III/ A	42.5	N/SR			
Probetas										Placa de carga								
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)					
BASALTO	25/08/2015	12.5	12		16.67	16	BASALTO		1	0,5	0.3	1667	1250					
	28/08/2015	13		17.33				2	0,5	0.6	833							
	01/09/2015	12.5		16.67														
	03/09/2015	11		16.67														
	08/09/2015	11		14														
VALORES DE CÁLCULO																		
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible		K30									
Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)											
0,05	0.96	5.76	187	423,73	0,05	180	180		40									





Referencia	Dirección	Localidad
MX/1046/14	ARAGÓN	ESTEPONA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOTECNICA CONSULTORES	1	Cobertura alterada Arcilla alta plasticidad - arena limosa	0,00 m -0,60 m -0,60 m -20,00 m	SM-CL	22.8	76.5	0.7	NP	NP	NP	4	14.2	45	4000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
96	38.87	115.43	1	5.5	35	192.5	107	40	4280	2.35	503	CEM IV	32.5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
ENYPSA	10/10/2014	11.2 13.6	12.4	31/10/2014	16.9 16.3	16.6	OK						

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,05	0.72	5	186	301.2	0,05	130.5	130.5	29



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1037/14	MARIA TUABU	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento	cu			E
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSAND	NO	Relleno antrópico	0,00 m -2,00 m								6	28				
		2A Sustrato aluvial	-2,00m -3,00 m	GW-GM	7.6	41.7	50.7	NP	NP	NP	16	32		5000		
		2B1 Sustrato aluvial	-3,00m -6,00 m	SC	41.2	49.3	9.5	26.7	13.4	13.3	4	28		20800		
		2B2 Sustrato aluvial	-6,00m -8,00 m	SC	43.7	51.7	4.6	27	14.9	12.1	14	30		4000		
		2B2 Sustrato aluvial	-8,00m -20,00 m	CL	64	36	0	45.2	18.6	26.6	22	25	145	16500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
228.16	-	228.16	1	6.5	40	260	153	75	11475	1.85	405	CEM IV	32.5 N

Probetas							Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)								
ENYPSA	24/10/2014	12.5	9.87	14/11/2014	13.1	13.4	OK							
		9.2			13.6									

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0,04	1.43	8.58	186	581.4	0,035	119.7	119.7	38



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1011/14	SAN JUAN DE DIOS	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terre no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
INSUR	NO	Relleno antrópico	0,00 m -6,00 m	CL	80.2	19.7	0.1	37.2	20.2	17.2	5	22	20	3000 12500 23000			
		UG-1 Terreno natural	-6,00m -10,00 m	CL	64.2	35.2	0.6	32.6	19.7	12.9	25	32					
		UG-2 Terreno natural	-10,00m -12,00 m	CL							50	28					

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
36	61.26	97.26	0.685	5.2	131	681	807	10	8070	-	498	CEM IV	32.5	N

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
ENYPSA	16/06/2014	7.9	7.9	07/07/2014	15.1 14.8	14.95	OK							

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,03	0.39	5	101	416.67	0,05	166.5	101	37



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1001/14	LAS PALMAS	LAS PALMAS

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno no apoyado	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento º	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
INTERCANA -RIAS	NO	UG-1 Rellenos	112,5 m - 103m	GW	7.6	41.7	50.7	NP	NP	NP	8	29		4000		
		UG-2 Formación detrítica. Limos arenosos	103 m - 94m	SM							40	30		20000		
		UG-3 Formación detrítica. Limos arenosos calcareos	94 m - 85m	SM							50	30		35000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
298		298	1	3.84	376	1442	750	20	15000	1.2	554	CEM II/B-P	32.5 N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
CONTROLEX CANARIAS	13/11/2014	4.6	3.95		5.87	5.27							
	20/11/2014	3.6			4.8								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,08	0.25	5	181	3000	0,035	800.1	181	254



Referencia	Dirección	Localidad
MX/999/14	ANCHA	ECIJA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
CONANMA	4	I Rellenos	0 m - 3.00 m	GM	17.6	38.8	43.6	NP	NP	NP	5	23		12000		
		II Gravas arenosas	-3,00 m - 7,50 m	GM - GP	7.1	34.4	58.5				50	38		42500		
		III Arcilla con gravilla	-7,50 m - 20,00 m	GC							40	27	250	37500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
240		240	1	2.5	56	140	250	35	8750	0.8	500	CEM II/BM	32.5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
JOSE LUIS LUQUE PINO	03/02/2015	6.8	6.95	24/02/2015	10.9	10.9	OK						
		7.1			10.9								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,04	0.98	5,88	106	877.19	0,035	154.35	106	49



Referencia	Dirección	Localidad
MX/991/14	ORÉGANO	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terre no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
Vorsevi	14,5	UG-1 RELLENOS UG II Sustrato rocoso alterado	93,5 m - 89,8 m 89,8 m - 78,50 m	SC CL-ML	29 83	38.3 13	37.7 4	19.6 22.6	13.9 17	5.7 4.9	5 30	24 30	100	22500			

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
230		230	1	4.04	68	275	260	45	11700	1.4	500	CEM II/BM	32.5 N

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
OLUZ	24/11/2014	5.9	6.15	16/01/2015	12.9	11.78	OK							
		6.4			11.1									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0,04	1.08	6.48		117		746.27	0,035	138.6		1117		44		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/989/14	LEALTAD N9	SEVILLA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento ϕ	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
GEOTÉCNICA CONSULTORES	5	UG-1 Rellenos	0 m - 5 m	ML													
		UG2.1 Limos	-5 m - 6 m	ML	60	30	0	35	28	7	12	28	2000				
		UGII. 2 Arenas limosas	-6 m - 8,5 m	SM							7	32	6000				
		UGII. 2 Arenas limosas	-13 m - 15 m	SM							20	32	4000				
Características Mixpile							Características edificación					Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
106,67	35.21	141.87	0.876	8	40	320	140	35	4900	1.5	443	CEM II/BL	32.5	N			
Probetas										Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)				Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
LAENSA	31/03/2014	10	10	21/04/2014	12.2	12.3	OK										
					12.4												
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30									
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2											
0,05	0.77	5	186	420,17	0,05	180											



Referencia	Dirección	Localidad
MX/985/14	COLEGIO MONTEOLIVO	CASTILLEJA DE GUZMAN

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terre no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSAND		UG-1 Rellenos	0 m - 3,6 m	CL							5	20	20	2500		
		UG2. Rellenos	-3,6 m - 4,2 m	CL	68.5	31.5	0	33.2	18	15.3	5	20	20	2500		
		UG3.Arcillas	-4,2 m - 15 m	CH	79.5	20.5	0	33.6	19.5	13.8	17	20	120	10000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
57.6		57.6	1	5	26	130	60	10	600	0.5	375	CEM II/BL	32.5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
LABORATORIO DE TECNOLOGIA ESTRUCTURAL	03/09/2014	6.3	7.6		8.4	10.14							
		8.9			11.87								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0,07	0.14	5	190	409.84	0,05	211.5	211,5	40





Referencia	Dirección	Localidad
MX/979/14	MARIBLANCA	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento φ	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOTÉCNIA CONSULTORES	3	UG1 Rellenos UG2. Arcillas arenosas	0 m - 3,0 m -3,0 m	CL	56.4	43.6	0	30.6	21.2	95	2 20	22 22	10 105	2000 20000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
49.43	17.93	67.36	0.867	2.76	85	237	150	40	6000	0.9	511	CEM I	42.5	R/S	R	
Probetas										Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión media 7 DÍAS (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión media 28 DÍAS (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)			
CEMOSA	18/02/2014	14.5	12.9		17.68	15.73	OK									
	18/02/2014	13.7			17.07											
	18/02/2014	10.7			12.56											
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30								
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)								
0,09	0.42	5	219	187,27	0,05	157,5	157,5	35								



Referencia	Dirección	Localidad
MX/961/13	2 VIVIENDAS UNIFAMILIARES	MARBELLA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno no apoyado		
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento φ	cu Kpa			E Kpa	
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
INSUR		UG1 Rellenos	0 m - 4,50 m	GW	8	34	58	36.2	25.6	10.6	6	38		4500			
		UG2. Filitas GMIV	-4,50 m - 6,50 m	SM	0	42.9	36.6	27.2	22.6	4.6	40	40		22500			
		UG2. Filitas GMIII	- 6,50 m	SM							50	40		32500			
Características Mixpile							Características edificación					Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN		Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
266.67		266.67	1.003	2.54	191	485.5	450	35	1750		1.3		563	CEM I	42.5	R/S R	
Probetas										Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)				Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
ENYPSA	21/05/2014	8.9	14,44		10.85	17.61	OK										
	21/05/2014	19.5			22.07												
	22/05/2014	15.6			17.32												
	23/05/2014	14.8			15.61												
	23/05/2014	16			19.51												
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos							Tensión admisible	K30			
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2							KN/m2	(MN/m3)			
0,07	0.52	5	158	1923,08	0,035	469.35							158	149			



Referencia							Dirección							Localidad						
MX/955/13							GENERAL MARINA ESQUINA CALLE GENERALPAREJA							MELILLA						
Estudio geotécnico																				
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo					
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa				
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP										
GEOMEL		UG1 Rellenos antrópico	0 m - 0,50 m																	
		UGII. Aluvial fino	-0,50 m - 3,00 m	CL							5	23	3	2000						
		UGIII. Aluvial grueso.	- 3,00 m - 6,00m	SC	46.9	46.9	6.2				6	29	2	4000						
		UGIII. Aluvial grueso.	- 6,00 m - 11,00m	SM-SP	11	75.1	13.9	28.6	14.4	14.4	8	31	3	7000						
		UGIII. Aluvial grueso.	- 11,00 m - 14,00m	SM	18.7	81.3	0				18	32	4	13000						
Características Mixpile							Características edificación							Cemento						
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento							
122.67	46.67	169.37	0.862	9.84	85	836	200	65	13000	1.75		500	CEM II/A-S	42.5	N					
Probetas										Placa de carga										
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS						Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)			
GEOMEL	25/08/2014	12.4	13.35		16.53	17.8	OK													
	25/08/2014	13.6			18.13															
	25/08/2014	14.2			18.93															
	25/08/2014	13.2			17.6															
VALORES DE CÁLCULO																				
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos			Tensión admisible	K30										
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2			KN/m2	(MN/m3)										
0,07	0.96	5.76	185	480,77	0,035	151.2			151.2	48										



Referencia	Dirección	Localidad
MX/914/13	LUCHANA 13	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSAND		UG1 Rellenos antrópico	0 m - 3,50 m													
		UGII. Arcillas arenosas	- 3,50 m - 5,00 m	CL	52.7	44.3	3	29.2	19.5	9.6	5	18	20	2500		
		UGIII. Arena con gravas	- 5,00 m - 14,00m	SC	24.7	45	30.03	36.8	19.5	173	15	30		11000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
106		106	1	5	22	110	48	35	1680	1.1	483	CEM I	42.5	R/R S		

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
CECH SL	02/04/2013	18.3	18.15	23/04/2013	27	27,25	OK						
		18			27,5								
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30					
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)					
0,07	0.48	5	190	384,62	0,05	207	190	46					

Referencia						Dirección						Localidad					
MX/1065/15						PUERTO						MALAGA					
Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza						Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa				
CEMOSA	6	UG1 Rellenos antrópico	0 m - 6,00 m	SM	20.7	% Arenas 56.7	% Gravas 22.6	LL NP	LP NP	IP NP	6	30		4500			
		UGII. Arenas y gravas de tonos arrones		SM - SC	25.2	67.1	7.7	22	17	5.1	20	30		15000			
		UGIII. Filitas alteradas	- 6,00 m - 12,00 m								50	35	10	35000			
			- 12,00 m - 20,00m														
Características Mixpile							Características edificación						Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
170.67	17.67	188	0.955	5.56	44	244.5	86	85	7310	1.95	455	CEM II/B-M	32.5	N			
Probetas										Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)				
	07/04/2015	9.5	10.05	28/04/2015	13.9	12.33	OK	CEMOSA	1	0,5	057	877	877				
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible				Tensión admisible	K30					
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2					KN/m2	(MN/m3)					
0,08	1.04	6.24	225	537.63	0.035	179.55					179.55	57					



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1024/15	PUERTA DE CASTRO	LINARES

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terre no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOXAUEN		UG1 Rellenos antrópico	0 m - 7,00 m								2	18	10	1500		
		UGII. Marga arcillosa	- 7,00 m - 9,00 m	CL	23.7	6.3	0	34.3	21.9	12.4	30	18	75	15000		
		UGII. Marga arcillosa	- 9,00 m - 20,00m	CL	90.4	9.6	0	26.3	18.9	7.4	50	18	300	25000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
												406	CEM II/B-M	32.5	N	
36		36	1	5.9	184	1085	1250	50	62500	0.5						

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
ECC	18/06/2015	13.7	13.2	09/07/2015	19.1	18	OK							
		12.7			169									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0,02	0.23	5		62		100	0.05	99		62		22		



Referencia						Dirección						Localidad											
MX/1132/15						LA MAIRENA 1504						OJÉN											
Estudio geotécnico																							
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo								
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa							
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP													
CONANMA		UG1 Rellenos de vaguada UGII. Gneis grises alterados	0 m -3,00 m	SM	23.3	55.9	20.8	NP	NP	NP	20	29											
			-3,00 m - 15,00 m	SM- SP	27.1	69.7	3.2	NP	NP	NP	40	29		25000									
Características Mixpile								Características edificación						Cemento									
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento												
213.33		213	1.002	1.98	95	188.5	275	35	9625	1.5	444	CEM II/B-M	32.5	N									
Probetas																		Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	OK	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)									
CEMOSA	29/04/2015	17.4	16.9		23.2	22.54	OK																
		16.4			21.87																		
VALORES DE CÁLCULO																							
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30															
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)															
0,006	0.63	5	136	1063.83	0.035	247.5	136	78															

Referencia						Dirección						Localidad					
MX/1168/15						SAN NICOLAS						CADIZ					
Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa	
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
CONANMA	6	UG1 Rellenos atrópicos UGII. Arenas gruesas	0 m -5,00 m	-5,00 m - 15,00 m	SM	35.5	56.1	8.4	NP	NP	NP	3	11		7000		
			21									23	20000				
Características Mixpile							Características edificación					Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
160	4.42	164	0.989	4.4	54	237.5	172	55	9460	1.8	384	CEM IV/B (V)	32.5	N			
Probetas										Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)											
COGESUR	31/07/2015	7.6	7.7	21/08/2015	17.3	16.63	OK										
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30									
Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)										
0,05	1,03	6.18	140	420.17	0.035	110.25	110.25	35									





Referencia				Dirección										Localidad			
MX/836/11				PEDRO MARTÍN PAREDES										MELILLA			
Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento º	cu Kpa			E Kpa	
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
GEOMEL	5	UG1 Rellenos antrópicos	0 m -0,60 m										13				
		Aluvial fino	-0,60 m - 6,00 m	SC/CL	36.1	56.4	7.5	26.2	12.8	13.5	5	16	25	3000			
		Aluvial grueso	-6,00 m - 15,00 m	SC/SM	22.1	77.5	1.4				11	27	25	7500			
Características Mixpile							Características edificación					Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
127.2	90.9	218.1	0.792	7.14	50	357	107	75	8025	2.2	273	CEM II/A-S	42.5	N			
Probetas									Placa de carga								
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)		
GEOMEL	20/09/2011	12.3	11.87	11/10/2011	14.6	15	OK										
		11.7			14.6												
		11.3			15.4												
		12			15.4												
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30									
Mpa	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)									
0,07	1,00	6.00	229	757,58	0.035	211,05	211,05	67									



Referencia	Dirección	Localidad
MX/803/11	MOLINA DEL SEGURA	MURCIA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terre no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  º	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
FORTE INGENIERÍA TÉCNICA	5	Rellenos antrópicos Arcillas y margas	0 m -4,00 m -4,00 m	SP-SM	46	40	14	37.4	17.3	20.2	15	30				
				CL	54,7	41.1	4.2	40	19	21	50	32	75	11000 40000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
223		223	1	3.75	237	877.8	1196	40	47480	1.1		592	CEM I	52.5	R/S R	

Probetas							Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
LABORATORIOS DEL SURESTE	18/07/2011	9	8.75	08/08/2011	15	14.75	OK							
		8.5			14.5									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado		Asiento admisible	Tensión admisible asientos			Tensión admisible		K30
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)		(m)	KN/m2			KN/m2		(MN/m3)
0,03	1.26	7.56		102		625		0.035	135.45			102		43



Referencia	Dirección	Localidad
MX/767/10	SAN QUINTIN 24	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento φ	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
AUXILABOR DEL SUR	6.5	Rellenos antrópicos	0 m - 3,60 m	SC	47.8	48.4	3.8	28.6	13.7	14.9	3	19				
		Arcillas y arenas marrones	-3,60 m - 5,50 m	CL	69.1	28.4	2.5	30.6	21.7	8.9	13	32	50	18000		
		Grava con arcilla y arena	-5,50 m - 10,00 m	GW	10.8	26	63.2	321	15.7	16.4	50	35	150	22500		
		Arenas arcillosas con gravas.	-10,00 m - 15,00 m	SW-SC							50	35	150	22500		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
159		159	1	5.56	124	689	177	60	10620	3		392	CEM I	42.5	R/S R	
Probetas										Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)			
LABORATORIOS CEMOSA	16/11/2010	15.5	15.95	07/12/2010	19.5	19.7	OK									
		16.4			19.9											
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)								
0,11	0.54	5	249	735,29	0.035	296.1	249	24								



Referencia				Dirección				Localidad								
MX/734/10				BRESCA				MALAGA								
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza						Índice SPT	Ángulo de rozamiento º	cu Kpa	E Kpa			
CONANMA		Rellenos antrópicos Arcillas limosas	0 m - 3,00 m -3,60 m - 10,00 m	Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP	3 13	20 25	15 170	1500 17500		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
66	53.67	119.6	0.776	3.6	105	378.5	207	65	13455	1.85	423	CEM III BM (V-L)	32.5	N		
Probetas										Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)				Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
CONANMA	15/07/2015	7	8.7	05/08/2011	9.4	10.79	OK									
		8.7			8.6											
		7.5			13.2											
		8.4			11.3											
		10.2			10.4											
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos				Tensión admisible						
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2										
0,08	0.75	5	205	318.47	0.05	198									198	44



Referencia	Dirección	Localidad
MX/763/10	MIGUEL ZAZO	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno no apoyado	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento  φ	cu  Kpa			E  Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSUELOS	2.5	Suelos blandos	0 m - 1,50 m	CL	58.7	0	41.3	30	12.3	17.7	3	6	15	1500		
		Arenas limosas y arcillosas	-1,50 m - 10,00 m	SM-SP	10.3	88	1.7				10	26	35	7000		
		Arenas limosas y arcillosas	-10,00 m - 15,00 m	SM-SP	11.3	63.4	25.3				25	32	75	17000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
106	103	209	0.745	8.71	120	1044.7	327	65	21255	2.8	500	CEM II/ A-S	42.5	N		

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
LCC CALIDAD	08/10/2010	5.7	6.13		7.6	8.18	OK						
	11/10/2010	6.3			8.4								
		6.4			8.3								
		6			8								
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible	K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2			(MN/m3)		
0.06	1.11	6.66		204		641.03	0.05	256.5			204 57		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/710/10	PLAZA MONTANO	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
INYPESA	4	Rellenos antrópicos Limos arenosos	0 m - 4,00 m -4,00 m - 10,50 m	SM SM	41.8 23.6	58.2 76.4	0 0	NP NP	NP NP	NP NP	5 30	19 19	150	3000 20000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
150		150	1	3,59	97	348	254	45	11430	4.7	517	CEM I	42.5	R/S	R	
Probetas									Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)			
									1	0,5	1	500	500			
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30								
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2		(MN/m3)								
0,06	0.74	5	136	476.19	0.035	135.45		135.45 43								



Referencia	Dirección	Localidad
MX/680/10	JUAN RENE	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático  (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno no apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
CONANMA	4	Rellenos antrópicos Nivel arenoso	0 m - 3,50 m -3,50 m - 20,00 m	SM	37.3	62.7	0	NP	NP	NP	3 25	20 31		2500 18000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
133,33		133,33	1	2,9	40	115,8	69	70	4830	3.5	463	CEM II/ A-L	32.5	N		

Probetas							Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
CONANMA	06/04/2010	6.98	9.09		9.31	12.12	OK	CONANMA	29/03/2010	1	0.51	0.73	699	699
		8.71			11.61									
		11.58			15.44									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible	K30			
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2	(MN/m3)			
0.09	0.75	5		204		378.79	0.035	151.2		151.2	48			



Referencia				Dirección								Localidad				
MX/671/10				CRISTO DE LA EPIDEMIA 22								MALAGA				
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
IGEA CONSULTORIA Y GEOTECNÍA	7	Rellenos antrópicos	0 m - 5,00 m									2	30		2000	
		Arcilla arenosa	-5,00 m - 8,20 m	SC	20.3	44.7	35	24.7	18.5	6.2	6	30		4000		
		Arcillas margosas	-8,20 m - 20,00 m	CL	55.4	44.4	0.2	30.1	21.1	8.9	20	32	120	10000		
Características Mixpile							Características edificación				Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
38.4	126.7	165	0.617	8.52	66	562.5	120	110	13200	2.5	543	CEM II/ A-L	32.5	N		

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
							ENYPSA	24/03/2010	1	0.45	0.24	1875	1875
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30					
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)					
0.09	1.03	6.18	251	446.43	0.035	170.1	170.1	54					





Referencia	Dirección	Localidad
MX/635/2009	TEATRO KURSAL	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento º	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSUELOS	3	Relleno	0,00 m –2.50 m	SM	26.5	64.4	9.1	NP	NP	NP	6	30		3000	NO	
		IIA Arena limosa y limo pardo	-2.50 m – 8.00 m	SM/SC	19.7	49.3	41	24.6	19.2	5.4	6	30		4000		
		IIB Grava, gravilla y bolos en matriz areno limosa	8.00 m- 10.00 m	GW							30	40		20000		
		IV Arena limosa, limo y calcareneta crema	10.00- 20.00 m	SC							50	35		30000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
180	67	247	0.864	6.73	487	3279	1226	100	122600	2.4		500	CEM II/AS)	42,5	R	
Probetas										Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)		
LCC	07/08/2009	7.1	7.04	28/08/2008	10.8	9.64	OK	EGEACALIDAD	27/08/2010	1	0.5	0.77	649	739.25		
		6.8			10.7						0.425	0.76				
		6.6			10											
		6.7			9.7											
VALORES DE CÁLCULO																
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile Estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30				
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)				
0.06	1.54	9.24		250		649.35	0.035	166.95		166.95		53				



Referencia	Dirección	Localidad
MX/622/2009	FUENTE TORONGIL 5-7	VILANUEVA DEL ROSARIO

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
Connanma.	-	Relleno	0,00 m – 3,00 m													
		Arcillas margosas	-3,00 m – 10,00 m	ML-OL	99	1	1	48	30	18	4	20	10	2000	x	
				CL	97,7	2,1	0,2	46	23	23	10	20	45	15000	X	

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
105	0	105	1	3,24	100	323,5	130	80	10400	4,1	500	II A-S	42,5 R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		10,3	10,3		18,9	18,23 OK	EGEA CALIDAD			0,5	0,77	649	739,25
		11			18,2								
		10,8			17,3					0,425	0,76	758	
		9,1			18,5								
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0,6	1,54	5		250		279,33	0.05	229.5		229.5		51	



Referencia	Dirección	Localidad
MX/593/2009	BIBLIOTECA DEL TORCAL	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
Cemosa	4.5	Relleno. Arcillas	0,00 m – 6,00 m	CL	71.5	22.4	6.1	31.1	17.2	13.9	5	30	20	2500	x	X
		Arenas limosas	-6,00 m – 10,00 m	SC	22.5	76.9	0.9	24.8	16.7	8.1	15	35		10000		
		Arenas-gravas-bolos	10.00m -12.00m	GW	-						25	40		20000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
130	46.67	176	0.871	4.96	195	967.1	446	8	3568		500	II A-S	R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		17.8	15.55		18.2	17.43				-	-	-	
		17.1			19								
		13.5			16.4								
		13.8			16.1								
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0,07	0.11	5		190		3000	0.05	1030.5		190		229	



Referencia	Dirección	Localidad
MX/555/2008	AVENIDA LOS GIRASOLES	MARBELLA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
Conanma	1.5	Rellenos	0,00 m – 1.50 m	SC	18.2	48.3	33.5	44	27	17	5	22		4000	SI		
		Arcillas limoarenosas	-1.50 m – 6.00 m	GW							40	26		30000			
		Gravas en matriz arcillolimososa	6.00m -12.00m		-												

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
143.33	29.4	172	0.919	6.5	55	157.35	200	60	12000	2	313	II A-L	42,5 R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		6.7	9.15		11.4	11.85 OK				-	-	-	
		7.4			10.7								
		10.7			12.3								
		11.8			13								
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0,04	1.08	6.48		117		442.48	0.035	100.8		108		32	



Referencia	Dirección	Localidad
MX/554/2008	CONDE UREÑA 17	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
Conanma	1.5	Rellenos	0,00 m – 4.00 m	SM	42.4	56.9	0.7	NP	NP	NP	5	32	10	4000	SI	
		Arena limosa marron claro	-4.00 m –16.00 m								30	32		12500		
						-										

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN		Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
100		100	1	3.82	71	271	172	35	6020		500	II/A-L	42,5 N	
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
Cemosa		13	12.35		16.9	18.2	OK			-	-	-		
		11.7			19.5									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0,07	0.53	5		158		312.5	0.035	113.4		113.4		36		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/526/2008	FERNANDO EL CATOLICO	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
ENYPSA	-	Rellenos	0,00 m – 4.50 m	SC	20.3	44.7	35	24.7	18.5	6.2	5	20		3500	SI	
	Pizarras	-4.50 m – 16.00 m								50	38		35000			
				-												

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
166.67		166	1.004	4.26	88	375.2	100	4.5	450		500	CEM I	42,5 R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		14.8	13.5		19.3	19.05 OK				-	-	-	
		12.2			18.8								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,14	0.03	5	317	3000	0.035	1363.95	317	433



Referencia				Dirección								Localidad				
MX/511/2008				JORDAN MARBELLA								MALAGA				
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
LYDICCE	3	Rellenos de limo	0,00 m – 1.80 m	SM	22	64	14	NP	NP	NP	3	28		2000	NO	
		Arena de playa con grava	-1.80 m – 11.00 m	SM	17.7	71.3	11				10	30		8000		
		Arena fina con restos de conchas	11.00 m-14.00m	SL	64	36	00				20	31		10000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento			
120	30	150	0.9	1	55	55	62	90	5580		500	CEMII/L	32,5	R	
Probetas									Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		119.5	19.23		21.9	22.9	OK					-	-	-	
		18.6			22.1										
		18.9			24.7										
		19.9			22.9										
VALORES DE CÁLCULO															
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado		Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)		(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0,14	0.63	5		317		568.18		0.035	289.8		289.8		92		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/497/2008	PICACHO 5	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
LYDICCE	-	Rellenos reciente	0,00 m – 7.20 m	SC	35.2	59.4	5.4	23.9	8	15.9	11	25		5000	SI	
		Relleno antiguo	-7.20 m – 14.50 m	SC	27.4	42	30.6	27.6	15.5	12.1	13	30		11000		
		Alteración esquistosa	14.50 m- 16.50 m								34	31		25000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
122	30	150	0.901	9	27	243	50	80	4000	3.5	500	CEM IV A-V	32,5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		9.4	9.7		13.4	13.75				-	-	-	
		10			14.1								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile Mpa	Tensión exigida a probetas Mpa	Tensión admisible hundimiento KN/m2	K30 Mixpile estimado (MN/m3)	Asiento admisible (m)	Tensión admisible asientos KN/m2	Tensión admisible KN/m2	K30 (MN/m3)
0,09	0.93	5.58	227	403.23	0.035	157.5	157.5	50



Referencia	Dirección	Localidad
MX/415/2007	VAZQUEZ CLAVER 19	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
CEMOSA	4.5	Rellenos	0,00 m – 2.50 m	SC	22.2	76.9	0.9	24.8	16.7	8.1	5	30		3500	SI	
		Arenas limosas con gravas	-2.50 m – 10.00 m								15	35		10000		
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
159	-	159	1	1.8	78	140.4	130	75	9750	-	500	CEM II/ A-M	32,5	N		

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa	6/11/07	12.7	12.2	27/01/07	14.4	14.9	OK				-	-	-	
		11.7			15.4									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.1	0.78	5		226		505.05	0.035	201.6		201.6		64		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/398/2007	GRANADILLOS CALLE TORO	ALORA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEONER	-	Rellenos	0,00 m – 5.50 m	SM	25.4	57.4	17.2	23.3	16.4	6.9	10	20		4000	SI	
		Esquistos descompuestos	-5.50 m	SC							36	35		25000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
185	-	185	1	3.22	652	2098	1580	75	118500	1.53	507	CEM II/A-M	32,5 N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa		5.8	5.8		7.73	7.73	OK			-	-	-	
VALORES DE CÁLCULO													
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0.7	1.14	6.84		216		480.77	0.035	151.2		151.2		48	



Referencia	Dirección	Localidad
MX/380/2007	JUAN DE MENA	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
ENYPSA	8	Rellenos	0,00 m – 5.00 m	SM	28.5	61	10	NP	NP	NP	5	20		3000	NO	
		Depósitos coluviales	-5.00 m – 9.50 m	GW	7.1	38.7	54.2				25	40		30000		
		Limos areno arcillosos	9.50 m- 14.00 m	SC	38.4	50.7	10.9				8	30		8000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
220	-	220	1	3.87	55	213	90	70	6300		543	CEM I	42,5 R/SR

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa	17/07/2007	16.8	17.45	7/08/2007	22.4	22.8	OK				-	-	-	
		18.1			23.2									

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.1	0.72	5	226	980.39	0.035	352.8	226	112



Referencia	Dirección	Localidad
MX/362/2007	RAFAELA	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
ENYPSA	-	Rellenos	0,00 m – 3.00 m	CL	82.6	17.4	0	36.5	18.8	17.7	8	15	100	5000	NO		
		Arcillas	-3.00 m – 9.50 m								14	22		18000			

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
			alfa											
197	-	197	1	3	48	144	80	84	6720	1.1	500	CEM II/A-M	42,5	R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)							
Cemosa	3/05/2007	11.2	8.9	24/05/2007	24.8	21.45	OK			-	-	-	
		6.6			18.1								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.1	0.88	5.28	238	665.67	0.05	382.5	238	85



Referencia	Dirección	Localidad
MX/340/2007	VENTURA RODRIGUEZ 11	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
LYDICCE	6.5	Rellenos antropicos	0,00 m – 3.80 m	CL	58.1	34	7.5	33.2	13.3	19.9	4	28		5000	NO		
		Arena arcillosa	-3.80 m – 9.00 m	SC	30.1	54.1	15.1	28.8	12.3	16.5	9	32		8000			
				GC	19.1	40	40.9	24.1	8.9	15.2	25	36		35000			

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
110	30	140	0.893	6	70	420	127	70	8890		500	CEM II/A-M	32,5 N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)							
Enypsa	28/12/2006	9.7	10.5	18/01/2007	16.3	16.2	OK			-	-	-	
		10.4			16.1								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.09	0.79	5	204	400	0.05	243	204	54



Referencia	Dirección	Localidad
MX/333/2007	SAN QUINTIN 17	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
Geosuelos	5.5	Rellenos antropicos	0,00 m – 5.50 m	SC	21.1	47.4	31.5	32.3	12.6	19.7	9	6	175	5000	NO	
		Arena arcillosa	-5.50 m – 7.50m	CL	87.7	12.3	0	34.5	15	19.5	15	26		10000		
		Arcilla arenosa parda	7.50 m- 10.00 m								35			15000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
60	20	80	0.875	6.2	64	395.4	90	60	5400		500	CEM II/A-M	32,5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Enypsa	05/02/2008	14.6	14	26/02/2008	18.8	18.5	OK			-	-	-	
		13.4			18.2								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.11	0.5	5	249	219.3	0.035	116.55	116.55	37



Referencia	Dirección	Localidad
MX/315/2007	TEJAS CAÑOS	COIN

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
IGEA	2.2	Rellenos antropicos	0,00 m – 2.00 m	SM	12.2	57	30.08	NP	NP	NP	7	25	2	2000	SI	
		Limo arenoso con MO	-2.00 m – 5.00 m								7	22	46	2000		
		Arena limosa	5.00 m- 15.00 m								7	26		8500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
60	50	110	0.773	8.5	79	671.5	112	75	8400		500	CEM II/A-M MIXPILE	32,5 N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)							
Cemosa	07/09/2007	12.9	0.4	28/09/2007	23.1	4.74	OK	NO		-	-	-	
		13.8			22.2								
		0.4			1								
		0.8			4.3								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.11	0.66	5	252	308.64	0.035	148.05	148.05	47



Referencia	Dirección	Localidad
MX/299/2006	DEL RIO	VELEZ MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
IGEA	3.2	Rellenos antropicos	0,00 m – 0.30 m	CL	97.5	2.1	0	45	25	20	8	22	35	15000	NO		
		Arcilla con algo de limo	-0.30 m – 3.00 m								19	22	170	15000			
		Arcilla con algo de limo	3.00 m- 5.00 m														

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
81	44	125	0.824	2.4	125	345	175	65	11375		500	CEM I	42,5 R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa				25/10/2006	10.8	11.3							
					11.8	OK							

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.11	0.57	5	302	450.45	0.05	301.5	301.5	67





Referencia	Dirección	Localidad
MX/268/2006	VICTORIA 67	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\varphi$	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOBETICA	-	Rellenos	0,00 m – 3.00 m	SM	13.3	43.9	42.8	NP	NP	NP	4	20	80	13000	NO	
		Matriz limoarcillosa con arenas y gravas	-3.00 m – 9.50m	CL							18	30		15000		
		Arcillas y margas	9.50 m- 15.00 m								28	22				

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN		Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
120			120	1	4	197	698.5	324	70	22680	4.45	500	CEM II/AV	42,5 R/SR
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa						02/10/2008	14.1	13.55	OK					
							12							
							13.5							
							14.5							
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile		Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30	
	Mpa		Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)	
0.1	0.72		5		226		324.68	0.035	144.9		144.9		46	



Referencia				Dirección								Localidad				
MX/798/2011				CABO NOVAL								MELILLA				
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOMEL	5	Relleno	0,00 m – 0.50 m	SM	27.2	71.3	1.5	20.8	12.1	8.6	5	25		3000	SI	
		Arena arcillosa	-0.50 m – 11.00 m	SM							11	26		5500		
		Grava con arena	11.00 m- 20.00 m	GW							17 49	28 32		7500 25000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m	alfa	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
40	155	195	0.603	7	49	345.5	98	65	6370	2.80	500	CEM II/AV	42,5	R

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión	Asientos	K30	K30 Medio
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)					(Mpa)	(mm)	(MN/m3)	(MN/m3)
GEOMEL	23/06/2011	12.9	11.35	14/07/2011	15.2	14.88	OK				-	-	-	
		12.6			15									
		10.1			148.8									
		9.8			14.5									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.08	0.81	5		181		757.58	0.035	233.1		181		74		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/797/2011	JUAN DE LARA	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa
GEOMEL	5	Relleno	0,00 m – 0.50 m	CL	% Finos 86	% Arenas 14	% Gravas 0	LL 40.2	LP 18.9	IP 21.3	6	25		3000	NO	
		Arcilla con grava	-0.50 m – 5.00 m	SM							40	32		20000		
		Arena limosa	5.00 m- 9.00 m													
Características Mixpile							Características edificación					Cemento				
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
122	50	172	0.855	4	35	142.5	72	75	5400	3.5	544	CEM II/AV	42,5	R		

Probetas								Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
GEOMEL	13/07/2011	15.6	15.68	03/08/2011	17.8	18.8	OK				-	-	-	
		15.9			17.6									
		15.7			18.6									
		15.5			18.3									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admissible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.08	0.96	5.76		208		495.05	0.05	261		208		58		

Referencia	Dirección	Localidad
MX/918/2013	GENERAL POLAVIEJA	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOMEL	5	Relleno	0,00 m –4.00m	SC	32.2	55.4	12.4	17.5	8.2	9.3	8	20		25000	SI	
		Arena limoarcillosa	-4.00 m – 9.00 m		30.6	54.2	15.2	10.2	4.9	5.5	20	30		20000		
		Calcarenita	9.00 m- 15.00 m								40	32				

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
148	-	148	1	3.5	127	433.5	256	100	25600	2.7	389	CEM II/AS	42,5	N/SR

Probetas							Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS		Fecha	Tensión 28 DÍAS			Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
		Tensión 7 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)		Tensión 28 DÍAS (Mpa)	media (Mpa)								
GEOMEL	25/06/2016	13	13.5	16/07/2013	17.6	17.35	OK	GEOMEL	03/07/2013	1	0.5	0.19	2632	2632
		14			17.8									
					16.8									
					17.2									

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.08	0.93	5.58	201	375.94	0.035	138.6	138.6	44



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1015/2014	REGIMIENTO NAPOLES	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOMEL	5	Limo arenoso	0,00 m –4.00m	SC	17.3	35	47.7	34.6	17.5	17.1	6	17	100	2500	NO	
		Arena arcillosa	-4.00 m – 9.00 m	SM	13.9	70.3	15.5				5	27		3500		
		Arcilla beige	9.00 m- 15.00 m	SL	60.1	32.9	7				35	22		15000		
Características Mixpile							Características edificación						Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
203	-	203	1	9	30	270	87	70	6090		500	CEM II/AV	42,5	R/MR		

Probetas							Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
GEOMEL	18/06/2004	8.4	8.8	09/07/2014	12.2	12.25	OK							
		9.2			11.1									
					12.8									
					12.9									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile		Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado		Asiento admisible		Tensión admisible asientos		Tensión admisible	K30
	Mpa		Mpa		KN/m2		(MN/m3)		(m)		KN/m2		KN/m2	(MN/m3)
0.06	1.27		7.62		207		520.83		0.035		141.75		141.75	45



Referencia	Dirección	Localidad
MX/250/2006	JACINTO RUIZ DE MENDOZA	MELILLA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOSUELOS	4	Aluvial moderno	0,00 m –6.60 m	CL	52.2	40.7	7.1	38	16.6	21.4	4	13	20	2000	NO	
			-6.60 m – 12.00 m	CL	50.2	42.5	7.3	33.8	14.5	19.2	10	25	40	7500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
105	207	125	1.668	3.5	104	360	120	7.5	9000	4.9	434	CEM II/AV	42,5	R
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
GEOCISA	07/06/2006	10.7	10.9		13.05	13.29 OK								
		10.9			13.29									
		10.8			13.17									
		11.2			13.66									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.14	0.54	5		346		431.03	0.05	351		346		78		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/228/2005	EMILIO DIAZ	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
CONANMA	-	Relleno	0,00 m – 5.00 m	GM	14.8	42.2	43	NP	NP	NP	10	30		20000			
		Cantos de grava en matriz limoarcillosa	-5.00 m – 6.00 m	SM	31.1	67.5	1.5				30	29		20000	SI		
		Arena finalimosa	6.00m – 12.00m														

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
107	-	107	1	5	44	297.5	62.3	68	4236.4	-	500	CEM II/AV	32,5	N
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
ENYPSA	25/01/2005	7.4	7.45		9.87	9.94	OK							
		7.5		10										
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.11	0.6	5		249		314.47	0.035	151.2		151.2		48		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/228/2005	CASTIZUR	TORRE DE BENALGALBON

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
EDYPSA	8	Relleno	0,00 m –2.00 m	GM	7.4	44.3	7.4	NP	NP	NP	15	40		12000	SI		
		Arenas marrones con algo de grava	-2.00 m – 8.00 m	SM	26.3	53	20.7	26.5	19.7	6.8	18	30		15000			
		Arenas limosas con gravillas	8.00m – 12.00m														

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
224	-	224	1	3	141	377	250	85	21250	-	424	CEM I	42,5	R/SR
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
ENYPSA	07/07/2006	11.8	9.65		14.39	11.77	OK							
		10.9			13.29									
		8.2			10									
		7.7			9.39									
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.09	0.94	5.64		228		806.45	0.035	270.9		228		86		





Referencia	Dirección	Localidad
MX/206/2005	ALAMEDA BARCELO	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
ENYPSA	6	Relleno	0,00 m – 2.00 m	ML	89.1	10.9	0	39.8	26.2	13.6	5	15	15	7500	SI	
		Limo arcilloso	-2.00 m – 5.00 m	ML	81.6	18.4	0	37	25.9	11	15	22	25	12500		
		Limo arcilloso	5.00m – 9.00m								10	22				

Características Mixpile							Características edificación				Cemento		
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento	
30	22	55	0.745	4	120	478	180	11	1980	-	500	CEM I	42,5 R/SR

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS	Tensión 7 DÍAS	Fecha	Tensión 28 DÍAS	Tensión 28 DÍAS	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión	Asientos	K30	K30 Medio
		(Mpa)	media		(Mpa)	media				(Mpa)	(mm)	(MN/m3)	(MN/m3)
ENYPSA	17/11/2005	7.6	7.55	08/12/2005	11.5	11.9	OK						
		7.5	12.3										

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.11	0.1	5	272	537.73	0.05	346.5	272	77



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1180/2015	NORIA PUERTO	MALAGA

Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza								Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
Clavero Geotecnico	2.7	Relleno	0,00 m –3.00 m	SM	43.6	56.4	0	NP	NP	NP	6	30		4000			
		Sedimento aluvial	-3.00 m – 9.00 m	SM							20	30		15000	SI		
		Sedimento playa	9.00m –14.00m														

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	alfa	Longitud m	Unidades	Medición m	Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
160	33	193	0.915	10	65	650	64	100	6400	1.4	538	CEM I	42,5	R/SR
Probetas									Placa de carga					
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)	
ENYPSA	15/08/2015	11.8	12.78		14.39	15.58	OK							
				14.76										
				16.95										
				16.22										
VALORES DE CÁLCULO														
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas		Tensión admisible hundimiento		K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30		
	Mpa	Mpa		KN/m2		(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)		
0.16	0.62	5		362		925.93	0.035	507.15		372		161		



Referencia	Dirección	Localidad
MX/1165/2015	PISTA PADDLE LEON TRECE	MALAGA

Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos													Terreno atravesado	Terreno apoyo
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento °	cu Kpa	E Kpa		
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOTEMA	-	Relleno	0,00 m –8.00 m	GC	14.1	36.31	49.54	24.5	15.6	8.9	10	18		5000	NO	
		Grauwakas, esquistos y filitas	-8.00 m								50	30		25000		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento			
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud alfa m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento		
160	-	160	1	7.5	37	278	95	20	1900	0.8	504	CEM II/AV	32,5	N

Probetas							Placa de carga						
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)	Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Cemosa	17/09/2015	10.1	9.9		13.47	13.2							
		9.7			12.93								

VALORES DE CÁLCULO								
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos	Tensión admisible	K30
	Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2	KN/m2	(MN/m3)
0.06	0.32	5	136	1250	0.035	280.35	136	89

Referencia				Dirección							Localidad					
MX/1189/2015				RIO SECO							PALMA DEL RIO					
Estudio geotécnico																
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo	
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento $\phi$	cu Kpa			E Kpa
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP						
GEOIBERICA	4.2	Relleno	0,00 m –3.00 m	CL	95.5	4.1	0	43.9	26.4	17.5	3	20	20	1500	SI	
		Arcillas arenosas	-3.00 m								5	20		2500		

Características Mixpile							Características edificación				Cemento						
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm	Consumo Kg/m3	Tipo cemento					
20	60	80	0.625	5.5	26	138	90	35	3150	-	507	CEM IV/B(V)	32,5	N			
Probetas										Placa de carga							
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)					Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)
Juan Luis Luque Pino	29/09/2015	3.7	3.5	20/10/2015	5.13	5.25	OK										
		3.3			5.37												
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento			K30 Mixpile Estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible		K30					
	Mpa	Mpa	KN/m2			(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2		(MN/m3)					
0.05	0.5	5	113			224.22	0.05	135		113		30					



Referencia		Dirección												Localidad			
MX/724/10		VPA JEREZ DE LA FRONTERA												JEREZ			
Estudio geotécnico																	
Laboratorio	Nivel freático (m)	Estratos												Terreno atravesado	Terreno apoyo		
		Nivel	Cota	Naturaleza							Índice SPT	Ángulo de rozamiento ϕ	cu Kpa			E Kpa	
				Clasificación	% Finos	% Arenas	% Gravas	LL	LP	IP							
CONANMA	4.8	Rellenos	0,00 m -4,00 m									3					
		Arcillas margosas grises	-4,00 m -10,50 m	CH	99	1	0	70	31	39	9	20	35	7500			
		Arcillas margosas	-10,50 m -24,00 m	CH	99.1	0.9	0	69	33	36	15	20	60	15000			
Características Mixpile							Características edificación					Cemento					
Punta KN	Fuste KN	Q admisible KN	Longitud m	Unidades	Medición m		Superficie m2	Tensión kPa	Carga total KN	Asiento estimado cm		Consumo Kg/m3	Tipo cemento				
9.67	22.33	96	0.22	6.02	859	5168	3357	90	302130	4.5		469	CEM II/ AS	42.5	R/S R		
Probetas								Placa de carga									
Laboratorio	Fecha	Tensión 7 DÍAS (Mpa)	Tensión 7 DÍAS media (Mpa)	Fecha	Tensión 28 DÍAS (Mpa)	Tensión 28 DÍAS media (Mpa)		Laboratorio	Fecha	Nº ensayo	Tensión (Mpa)	Asientos (mm)	K30 (MN/m3)	K30 Medio (MN/m3)			
CEMOSA	07/12/2009	12.7	11.61	28/12/2009	14.9	14.05	OK	CEMOSA		1	0,5	1.52	329	648.83			
	07/12/2009	11.1		28/12/2009	13.7					2	0,5	0.99	505				
	04/12/2009	13.2	25/12/2009	18.8					3	0,5	0.85	588					
	10/12/2009	11.4	25/12/2009	13.7					4	0,5	0.56	893					
VALORES DE CÁLCULO																	
Radio de tratamiento	Tensión de cálculo Mixpile	Tensión exigida a probetas	Tensión admisible hundimiento	K30 Mixpile estimado	Asiento admisible	Tensión admisible asientos		Tensión admisible	K30								
Mpa	Mpa	KN/m2	(MN/m3)	(m)	KN/m2		KN/m2	KN/m2	(MN/m3)								
0,04	0.6	5	148	277,78	0,05	135		135	30								



## B – DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA







MINISTERIO  
DE CIENCIA  
E INNOVACIÓN



INSTITUTO DE CIENCIAS  
DE LA CONSTRUCCIÓN EDUARDO TORROJA  
C/. Serrano Galvache, n.º 4. 28033 Madrid  
Tel. (+34) 91 302 04 40 · Fax (+34) 91 302 07 00  
<http://www.ietcc.csic.es>



## DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA: N.º 576/11

Área genérica / Uso previsto:

**SISTEMA DE MEJORA O REFUERZO  
DE TERRENOS**

Nombre comercial:

**MIXPILE®**

Beneficiario:

**MIXAN MIX ANDALUCÍA, S.L.**

Sede Social:

C/. Tomás Heredia, 7, 4.º B  
29001 MÁLAGA. España  
Tel. (+34) 952 226 313 · Fax: (+34) 952 226 313  
E-mail: [tecnicos@mixan.org](mailto:tecnicos@mixan.org)

Validez. Desde:  
Hasta:

20 de diciembre de 2011  
20 de diciembre de 2016  
(Condicionada a seguimiento anual)

**Este Documento consta de 16 páginas**



MIEMBRO DE:

UNIÓN EUROPEA PARA LA EVALUACIÓN DE LA IDONEIDAD TÉCNICA  
UNION EUROPÉENNE POUR L'AGRÉMENT TECHNIQUE DANS LA CONSTRUCTION  
EUROPEAN UNION OF AGRÉMENT  
EUROPÄISCHE UNION FÜR DAS AGREMENT IN BAUWESEN

## MUY IMPORTANTE

*El DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA constituye, por definición, una apreciación técnica favorable por parte del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, de la aptitud de empleo en construcción de materiales, sistemas y procedimientos no tradicionales destinados a un uso determinado y específico.*

*Antes de utilizar el material, sistema o procedimiento al que se refiere, es preciso el conocimiento integro del Documento, por lo que éste deberá ser suministrado, por el titular del mismo, en su totalidad.*

*La modificación de las características de los productos o el no respetar las condiciones de utilización, así como las observaciones de la Comisión de Expertos, invalida la presente evaluación técnica.*

UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

**C.D.U.: 624.138.23**

**Mejora de suelo por mezcla con diversos materiales de construcción.**

**Estabilización de suelos con cemento.**

**Soil improvenent with a binding agent. Stabilization of soils with cement.**

**Amélioration du sol parquet par mélange avec divers matériaux de construction.**

**Stabilisation des sols avec ciment.**

### DECISIÓN NÚM. 576/11

EL DIRECTOR DEL INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN EDUARDO TORROJA,

- en virtud del Decreto n.º 3.652/1963, de 26 de diciembre, de la Presidencia del Gobierno, por el que se faculta al Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, para extender el DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA de los materiales, sistemas y procedimientos no tradicionales de construcción utilizados en la edificación y obras públicas, y de la Orden n.º 1.265/1988, de 23 de diciembre, del Ministerio de Relaciones con las Cortes y de la Secretaría del Gobierno, por la que se regula su concesión,
- considerando el artículo 5.2, apartado 5, del Código Técnico de la Edificación (en adelante CTE) sobre conformidad con el CTE de los productos, equipos y sistemas innovadores, que establece que un sistema constructivo es conforme con el CTE si dispone de una evaluación técnica favorable de su idoneidad para el uso previsto,
- considerando las especificaciones establecidas en el Reglamento para el Seguimiento del DIT del 28 de Octubre de 1998,
- considerando la solicitud formulada por la Sociedad MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., para la concesión de un DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA al **Sistema de mejora o refuerzo de terrenos MIXPILE®**,
- en virtud de los vigentes Estatutos de l'Union Européenne pour l'Agrément technique dans la construction (UEAtc),
- teniendo en cuenta los informes de visitas a obras realizadas por representantes del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, los informes de los ensayos realizados en el IETcc, así como las observaciones formuladas por la Comisión de Expertos, en sesión celebrada el día 28 de noviembre de 2011,

### DECIDE:

Conceder el DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA número 576/11, al **Sistema de mejora o refuerzo de terrenos MIXPILE®**, considerando que,

La evaluación técnica realizada permite concluir que el Sistema es **CONFORME CON EL CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN**, siempre que se respete el contenido completo del presente documento y en particular las siguientes condiciones:

## CONDICIONES GENERALES

El presente DOCUMENTO DE IDONEIDAD TÉCNICA avala exclusivamente el Sistema constructivo propuesto por el fabricante, debiendo para cada caso, de acuerdo con la normativa vigente, acompañarse del correspondiente proyecto técnico y llevarse a término mediante la dirección de obra correspondiente.

Para el desarrollo del proyecto técnico citado anteriormente MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., realizará un informe técnico en el que se justificará el cumplimiento de la normativa en vigor, aportando la correspondiente memoria de cálculo con los parámetros del comportamiento mecánico del terreno mejorado o reforzado, toda la información necesaria de cada uno de los componentes, especificaciones de los materiales a emplear y la documentación gráfica en la que se detallen el diámetro y longitud de las “columnas” y distancia entre ellas, cotas, etc., definidas en función del tipo de terreno y de las características y cargas del edificio u obra a implantar.

## CONDICIONES DE CÁLCULO

En cada caso, y en función del tipo de terreno, el fabricante comprobará, de acuerdo con las condiciones de cálculo indicadas en el Informe Técnico de este Documento, que los coeficientes de seguridad que garantizan la capacidad portante y estabilidad global del terreno, son las definidas en este Documento, de acuerdo con el Código Técnico de Edificación.

## CONDICIONES DE FABRICACIÓN Y CONTROL

El fabricante deberá mantener el autocontrol que en la actualidad realiza sobre las materias primas, el proceso de fabricación y el producto acabado, conforme a las indicaciones que se dan en el apartado 6 del presente documento, que no será menor del prescrito en la reglamentación vigente.

## CONDICIONES DE UTILIZACIÓN Y PUESTA EN OBRA

La puesta en obra del sistema debe realizarla MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., o empresas especializadas y autorizadas por ésta y según sus instrucciones y asesoramiento técnico, asegurando que la utilización del Sistema se efectúa en las condiciones y campos de aplicación cubiertos por el presente Documento, respetando las observaciones formuladas por la Comisión de Expertos. Esta relación actualizada, se encuentra depositada para su consulta, en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc).

## VALIDEZ

El presente Documento de Idoneidad Técnica número 576/11 es válido durante un período de cinco años a condición de:

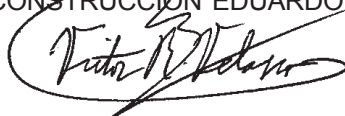
- que el fabricante no modifique ninguna de las características del producto indicadas en el presente Documento de Idoneidad Técnica,
- que el fabricante realice un autocontrol sistemático de la producción tal y como se indica en el Informe Técnico,
- que anualmente se realice un seguimiento, por parte del Instituto, que constate el cumplimiento de las condiciones anteriores, visitando, si lo considera oportuno, alguna de las obras realizadas.

Con el resultado favorable del seguimiento, el IETcc emitirá anualmente un certificado que deberá acompañar al DIT, para darle validez.

Este Documento deberá, por tanto, renovarse antes del 20 de diciembre de 2016.

Madrid, 20 de diciembre de 2011

EL DIRECTOR DEL INSTITUTO DE CIENCIAS  
DE LA CONSTRUCCIÓN EDUARDO TORROJA



Víctor R. Velasco Rodríguez



UNIVERSIDAD  
DE MÁLAGA

## INFORME TÉCNICO

### 1. OBJETO

El sistema de mejora o refuerzo de terrenos Mixpile® consiste en la mezcla del terreno natural con lechada de cemento, creando unas columnas de resistencia adecuada sobre las que se apoya la cimentación.

De este modo, se consigue atravesar las capas de terreno que no resulten idóneas para apoyar sobre ellas una cimentación, a la vez que se mejoran sus características geomecánicas tales como la estabilidad, la resistencia al corte, la capacidad portante, la compresibilidad, etc.

La gama de aplicaciones del sistema abarca desde la cimentación de todo tipo de edificaciones donde haya que reforzar o mejorar los parámetros resistentes, hasta la estabilización de laderas y ejecución de terraplenes de carreteras y ferrocarriles.

Para la realización de contenciones en las que se necesite que la columna Mixpile® trabaje a flexión, la resistencia al corte de la columna se garantiza por el hincado de perfiles metálicos en ella mientras la lechada de cemento está fresca. Esta aplicación no ha sido evaluada para el presente documento.

Según las definiciones incluidas en el CTE DB SE-C, el campo de aplicación previsto se podría delimitar dentro de su capítulo 8: "Mejora o refuerzo del terreno", o dentro del capítulo 5 "Cimentaciones profundas" como zonas pilotadas, es decir, como pilotes de escasa capacidad portante individual situados regularmente espaciados y destinados a reducir asentos o a mejorar la seguridad frente a hundimiento de las cimentaciones.

Los objetivos de la mejora del terreno son:

- Estabilización y homogeneización del terreno.
- Mejora de su capacidad portante y resistencia al corte.
- Incremento de la rigidez para la mejora de la aptitud al servicio con la reducción de asentos.
- Reducción del empuje activo.
- Aumento del empuje pasivo.

### 2. PRINCIPIO Y DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema de refuerzo o mejora del terreno Mixpile® realizado mediante el mezclado profundo del suelo existente con lechada de cemento inyectada, disminuye la compresibilidad del mismo, provocando una reducción de los asentos en la cimentación, un aumento de la presión admisible y de su rigidez. Por tanto, incrementa la resistencia al corte del terreno, mejorando su capacidad portante y aptitud al servicio y en consecuencia la de los elementos de cimentación y de contención situados sobre él. En adelante, en este documento, denominaremos Mixpile® tanto al sistema de

refuerzo o mejora de terreno como a cada una de las columnas obtenidas por este procedimiento.

El proceso comienza con la realización de un Estudio Geotécnico para caracterizar las propiedades iniciales del terreno, para una obra concreta y de acuerdo con las indicaciones del capítulo 3 del CTE DB SE-C. Con ello se pueden definir las condiciones de la lechada a incorporar al terreno, y el replanteo de las columnas de la mezcla, tanto en profundidad como en separación, así como las propiedades del material mejorado.

La ejecución del proceso de mejora del terreno comienza con el posicionamiento correcto del útil de mezclado según el replanteo previo.

A continuación, se introduce un tubo que soporta, en el primer metro del extremo inferior, unas paletas de mezclado que cortan y disgregan el suelo hasta la profundidad de tratamiento deseada.

Durante la introducción y/o extracción del tubo en el terreno, se inyecta la lechada de cemento en el suelo con un flujo constante, mezclando el suelo con la lechada.

La operación de subida y bajada del tubo se realiza varias veces para garantizar la homogeneidad de la mezcla, evitando variaciones de las características de las columnas en función de la profundidad.

Al suelo natural se le aporta una lechada de cemento inyectada que produce un doble efecto; por una parte, densifica dicho suelo y por otra, origina unas columnas (suelo/cemento) en masa, con resistencias a compresión simple que oscilan entre 5 y 15 MPa.

Al no extraer ninguna fracción del terreno durante el proceso y mezclarlo con la lechada de cemento, el material se densifica y, no se generan residuos.

No se producen, tampoco, vibraciones que puedan perjudicar edificaciones o construcciones cercanas.

El replanteo de las columnas de terreno mejorado Mixpile® puede realizarse siguiendo diferentes formas y configuraciones tales como:

- Cuadrícula.
- Tresbolillo.
- Solapadas.

Las columnas de Mixpile® suelen disponerse formando una malla más o menos uniforme sobre la que se colocará una losa de cimentación. Dicha losa producirá un reparto de la carga que, posteriormente, se trasladará a las columnas. Véanse Figuras 1 y 2.

Los parámetros habituales del replanteo de las columnas de suelo mejorado con la lechada de cemento y de la instalación y la mezcla son los siguientes:

- Velocidad de rotación: 5 - 20 r.p.m.
- Cantidad de cemento: 350-650 kg/m<sup>3</sup> de suelo mezclado.
- Longitud de columna: Hasta 15 m.
- Profundidad mínima: 2,00 m.
- Diámetro de columna: 450 - 900 mm.
- Separación máxima entre ejes  $\leq 3$  m (para columnas de 450 mm de diámetro).

La velocidad de rotación depende de las características y condiciones del terreno natural. Los dos parámetros que principalmente condicionan el proceso de mezcla y distribución del material de aportación son el límite líquido y el índice de plasticidad del terreno natural.

El Mixpile® se desarrollará de acuerdo a la norma UNE-EN 14679:2005: "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: Mezclado profundo".

### 3. MATERIALES Y COMPONENTES DEL SISTEMA

#### 3.1 Terreno

Una de sus ventajas es el amplio ámbito de aplicación, tanto en función del tipo de suelo como en función del tipo de estructura.

Las columnas se pueden aplicar a una gran variedad de tipos de suelo tales como rellenos, depósitos de residuos, fangos o suelos naturales:

- Coherentes o suelos de grano fino (ML, CL, OL, MH, CH, OH):
  - Arcillas blandas.
  - Fangos.
  - Limos blandos.
- Granulares o de grano grueso sueltos (GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC).
- Suelos con elevado contenido de materia orgánica, sulfatos o sal.

Las propiedades de resistencia del terreno natural sobre el que se realiza la mejora oscilan habitualmente entre:

$q_u$ : 0 - 75 kPa (terrenos coherentes)  
 $N_{SPT}$ : 0 - 25 (terrenos granulares)

El consumo habitual de cemento y las propiedades del terreno tratado se indican en la tabla siguiente:

Tipo de terreno	Consumo cemento (kg/m <sup>3</sup> )	Resistencia a compresión simple (MPa)
Granular	500-650	8-15
Coherente	350-500	5-10

Entre los parámetros que distinguen el efecto de mejora de suelo los más destacados son:

- Tiempo de endurecimiento.
- Características de columnas respecto a la resistencia al corte, ductilidad, compresibilidad y capacidad portante.
- Permeabilidad.

#### 3.2 Cemento

Se realiza una lechada de cemento con una relación agua/cemento comprendida entre 0,60 a 0,75 en peso. La relación agua cemento se tiene que ajustar en función de la humedad natural del terreno.

Los cementos utilizados cumplirán con la normativa Real Decreto n.º 1797/2003, de 26 de diciembre, por el que se aprueba la Instrucción para la recepción de cementos (RC-03).

Según la Tabla A.4.3.1 de la EHE, los cementos recomendados para cimentaciones de hormigón en masa son los cementos comunes con excepción del CEM II/A-Q, CEM II/B-Q, CEM II/A-W, CEM II/B-W, CEM II/A-T y CEM II/B-T.

Cuando corresponda, es necesario cumplir las prescripciones relativas al empleo de la característica adicional de resistencia al agua de mar (MR) o a sulfatos (SR). En este último caso los cementos deberán poseer la característica adicional de resistencia a sulfatos, especificada en UNE 80303-1:2001, siempre que el contenido de sulfatos, expresado como SO<sub>3</sub>, sea igual o mayor que 600 mg/l en el caso de aguas, o 3.000 mg/kg en el caso de suelos.

Hay que tener en cuenta, que la resistencia el corte del suelo mejorado puede variar en función del tipo de cemento, por lo que se recomienda usar un solo tipo para un mismo proyecto. El tipo de cemento se elegirá en base a los resultados del Estudio Geotécnico y las condiciones de agresividad del terreno.

#### 3.3 Aditivos

Para conseguir la homogeneización de la mezcla suelo-cemento, se le pueden añadir determinados aditivos fluidificantes. Con ello se consigue reducir la cantidad de agua de amasado, alargar el estado de fluidez, disminuir la retracción, aumentar la resistencia y durabilidad y mejora el bombeo y la penetración en pequeños huecos.

Los aditivos se emplearán siguiendo la forma de aplicación y dosificación indicada por el fabricante, siendo habitual una cantidad del 0,5-1% en peso del cemento.

#### 3.4 Agua

El agua utilizada deberá cumplir las prescripciones fijadas en la EHE.

### 4. PUESTA EN OBRA

Antes de la ejecución de los trabajos, se debe definir la situación de las líneas de la malla principal para el replanteo, que se obtiene de los datos siguientes:

- Las condiciones de las estructuras, carreteras, servicios, etc., adyacentes a la obra.



- La geometría del emplazamiento.
- Las estructuras subterráneas existentes, canalizaciones de servicios, contaminación y limitaciones de infraestructuras urbanas o arqueológicas conocidas.
- La distribución y entidad de las solicitaciones de las edificaciones, contenciones y otros elementos constructivos a soportar.

Además, según proceda, se deberá saber también:

- Restricciones ambientales
- Las actividades de construcción en ejecución o futuras.
- La experiencia previa en obras adyacentes al emplazamiento.
- La contaminación subterránea o riesgos que puedan afectar al método de ejecución, la seguridad del trabajo o la eliminación del material de excavación del emplazamiento.

La preparación del emplazamiento debe llevarse a cabo de acuerdo con las especificaciones de diseño y las condiciones ambientales específicas.

Esta debe incluir accesos adecuados para la entrada y desplazamiento de la maquinaria y colocación de los elementos auxiliares, tales como los útiles de mezclado de la lechada, los acopios de material necesarios, etc., excavación, limpieza y nivelación de la plataforma de trabajo que garantice la suficiente capacidad portante para los equipos, recepción, control de calidad y almacenaje del material.

El equipo y los útiles de mezclado deben ser compatibles con el procedimiento de ejecución, la profundidad del suelo a tratar y las tolerancias de ejecución especificadas en el diseño.

La velocidad de rotación del útil de mezclado del equipo y su ritmo de penetración y extracción se debe ajustar para producir un suelo tratado lo suficientemente homogéneo.

Se debe suministrar la lechada durante el mezclado bombeando un flujo continuo en el suelo a tratar.

El proceso se puede interrumpir con la condición de que la lechada no haya empezado a fraguar y que el útil de mezclado empiece a trabajar 0,5 m por debajo del suelo ya tratado

Cuando se utilicen columnas de Mixpile® como elementos de contención, con objeto de transmitir empujes horizontales al terreno adyacente, se deben instalar refuerzos estructurales en las columnas mientras permanezcan frescas, consistentes en el hincado de perfiles de acero, con una longitud de empotramiento en función de las solicitaciones del proyecto. En este caso, el cemento tiene que cumplir las condiciones de agresividad del hormigón armado.

La ejecución de los pilotes Mixpile® se realiza "in situ". El proceso de ejecución es el siguiente:

- 1.º Posicionamiento correcto del útil de mezclado.
- 2.º La tubería del útil de mezclado penetra hasta la profundidad de tratamiento deseada, con la disgregación simultánea del suelo.
- 3.º Tras alcanzar la profundidad deseada, la tubería se levanta y, al mismo tiempo, se inyecta la lechada de cemento en el suelo.
- 4.º El útil de mezclado rota en un plano horizontal y mezcla el suelo con la lechada.
- 5.º Columna terminada.

Véase la Figura 4.

La maquinaria utilizada consiste en un equipo de pilotaje CF-3 o CF-6 accionado por motor Diesel y un equipo de inyección de lechada o mortero P-13.

Las condiciones típicas de mezclado se muestran a continuación:

Equipo de mezclado	N.º de tuberías	1
	Diámetro útiles mezclado	0,45 a 0,9 m
	Posición de la salida de la lechada	Barra de perforación
	Presión de inyección	200 a 1000 kPa
Planta dosificadora	Cantidad de lechada almacenada	250 l
	Capacidad de suministro	3 m³/hora

Como referencia, para una columna de Mixpile® de Ø 450 mm tenemos los siguientes valores:

Velocidad de penetración	5-25 m/min
Velocidad extracción	5-20 m/min
Velocidad de rotación	5-20 r/min
Cantidad de cemento	60-100 kg/m.l.
Fase de inyección	Durante la penetración y/o extracción

Todos los materiales y productos que se entreguen deben identificarse y revisarse de acuerdo con las especificaciones de proyecto.

Todas las materias primas son suministradas por empresas con certificado de gestión de la calidad según UNE-EN ISO 9001:2000. Estas empresas deberán garantizar trazabilidad de sus productos. El IETcc dispondrá de un listado actualizado de las empresas suministradoras.

La puesta en obra del sistema debe ser realizada por el fabricante o por empresas cualificadas y especializadas, reconocidas por MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., bajo su control y asistencia técnica, de acuerdo con las especificaciones de este documento.

En cualquier caso, MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., facilita todos los datos necesarios para realizar el proyecto de refuerzo y mejora del terreno; debiendo proporcionar, si así se solicita, asistencia técnica durante las fases de proyecto y ejecución, incluyendo la resolución de los puntos singulares.

## 5. CONTROL DE CALIDAD

MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., tendrá registrados los controles y certificados que a continuación se indican para garantizar la calidad y trazabilidad de los productos. Estos estarán a disposición del IETcc.

En las especificaciones de diseño se deberá definir el alcance de los ensayos y el control.

Antes del comienzo de los trabajos, se deben establecer los procedimientos para la verificación, control y aceptación.

### 5.1 Controles de recepción de materias primas o componentes

#### • Cemento:

Se controla que el cemento tenga las características demandadas para el tipo de terreno en cuestión, en especial de si se trata de un cemento ordinario o sulforresistente. Para ello, se solicita el certificado de calidad de la materia prima.

Se comprobará el marcado CE.

El cemento debe protegerse de la humedad o del aire, que podría afectar perjudicialmente su uso y/o función.

#### • Aditivos:

Se controla que tenga las características de la ficha técnica.

Se comprobará que dispone de marcado CE si hubiera lugar.

### 5.2 Control de maquinaria

Se exigirá que tenga marcado CE.

Se realizará un plan de mantenimiento y revisiones periódicas según las condiciones requeridas por el fabricante.

### 5.3 Mano de obra

Debe estar a cargo de la ejecución personal cualificado y con experiencia en la técnica para comprobar que la construcción cumple con el diseño y otros documentos del contrato.

Cuando se encuentren condiciones imprevistas o se disponga de nueva información, se debe informar inmediatamente de acuerdo con los procedimientos previstos.

El personal será especializado y cada grupo estará formado por el maquinista y uno o dos especialistas, para ayuda del sondista y para operaciones de inyección.

### 5.4 Control de puesta en obra del sistema

Como se indica en las Condiciones Generales de este Documento, las obras deberán llevarse a

término sometidas a la preceptiva Dirección de obra.

No obstante, el fabricante del Sistema realizará un control de la puesta en obra de acuerdo con las especificaciones técnicas contenidas en este documento.

Durante la ejecución se deben controlar los siguientes parámetros:

- Fecha y hora.
- Número de referencia de la columna.
- Velocidad de penetración.
- Velocidad de rotación.
- Relación a/c.
- Cantidad de lechada por metro de profundidad.
- Cota de apoyo.

### 5.5 Control de producto terminado

En el proyecto se establecerán las especificaciones de los materiales a emplear, las propiedades del terreno tras su mejora y las condiciones constructivas y de control.

Los criterios de aceptación, fijados en el proyecto para el método que pueda adoptarse de mejora del terreno, consistirán en unos valores mínimos de determinadas propiedades del terreno tras su mejora.

La consecución de estos valores o de valores superiores a los mínimos, tras el proceso de mejora, debe contrastarse adecuadamente según los resultados de los siguientes ensayos, que deberá realizar un laboratorio acreditado por ENAC o inscrito en el Registro General de Código Técnico de Edificación para la realización de dichos ensayos (RD 410/2010):

#### 5.5.1 Ensayos sobre la mezcla de suelo/cemento

El número mínimo de lotes vendrá dado, según la Tabla 86.5.4.1 de la EHE.

Cada lote estará compuesto por:

6 probetas cilíndricas de 15 × 30 cm:

- 2 probetas para rotura a 7 días.
- 2 probetas para rotura a 28 días.
- 2 probetas de “reserva”.

Si la lechada contiene aditivos aceleradores o retardadores de fraguado o el terreno es orgánico, el período puede modificarse de acuerdo con las especificaciones del aditivo empleado o las características particulares del terreno orgánico, en su caso.

La rotura a compresión de las probetas debe ser superior a 5 MPa, a 28 días. Aplicando un coeficiente de seguridad de 6 se calculará el tope estructural de la columna según el apartado 5.3.8.1 del DB SE-C del CTE.



### 5.5.2 Ensayos “in situ” sobre las columnas de suelo mejorado con cemento

Habitualmente se realizan los ensayos de Placa de carga sobre los pilotes Mixpile® que se estimen oportunos.

Se realiza sobre las columnas un ensayo de placa de carga. Con este ensayo, se comprueba que los siguientes valores:

- Asiento (igual o inferior al proyectado).
- $K_{30}$  (igual o superior al proyectado).

El número mínimo de ensayos de placa de carga sobre las columnas será de, al menos, 1 por cada 500 ml de Mixpile®.

Sin embargo, por debajo de esta medición, se puede estudiar la recomendación de la ejecución de dicha prueba en función del tipo de edificación, del terreno de apoyo y de las condiciones de accesibilidad del solar, considerando, en este caso unos valores de resistencia más conservadores.

El ensayo se realiza de acuerdo con la norma UNE 103807:2008.

## 6. MEMORIA DE CÁLCULO

La elección de este sistema para el refuerzo o mejora del terreno habrá sido determinada tras la realización de un estudio geotécnico que determine las condiciones iniciales de dicho terreno.

Dicho informe geotécnico se realizará según lo indicado en el capítulo 3 del DB-SE-C del CTE, debiendo aportar, al menos, los valores de los siguientes parámetros:

- Estratigrafía del terreno y profundidad de las aguas freáticas y, en su caso, las oscilaciones de las mismas.
- Valores de SPT, en el caso de realizar este ensayo “in situ” en un sondeo.
- Ensayos de penetración dinámica, en su caso.
- Clasificación del suelo.
- Distribución granulométrica.
- Límites de plasticidad e Índice de plasticidad.
- Peso específico seco y natural.
- Parámetros esenciales para determinar la resistencia de cada unidad geotécnica, tales como densidad, ángulo de rozamiento interno, cohesión efectiva, y los de deformabilidad, expansividad y colapso, en su caso.
- Parámetros de agresividad de agua y terreno.
- Contenido de materia orgánica, pH, contenido de sal y sulfatos.

La identificación y la clasificación del suelo debe cumplir las normas EN ISO 14688-1 y EN ISO 14688-2.

Además, el informe debe contener la siguiente información con respecto a las condiciones del

terreno en el que se van a ejecutar los pilotes Mixpile®:

- La composición, extensión lateral, espesor y resistencia del estrato superficial, raíces de árboles, rellenos,...
- La presencia de cantos o bloques, capas cementadas o rocas subyacentes que puedan causar dificultades en la ejecución.
- Presencia de suelo expansivo.
- Cavidades, huecos o fisuras.
- Los niveles piezométricos del agua subterránea.

Como condiciones previas, es necesario, además del estudio geotécnico, las solicitaciones transmitidas por la cimentación, así como la distribución en planta de los distintos elementos constructivos tales como pilares, ascensores, aljibes, patios y demás elementos estructurales a tener en cuenta a la hora de diseñar distribución de la malla de columnas suelo-cemento.

En función de la distribución, entidad y posición de las cargas se pueden hacer diversos diseños de reparto, ya que la distancia entre columnas condiciona la interacción de los pilotes Mixpile®. El terreno resultante se puede considerar como un suelo homogéneo con unas características intermedias entre las del suelo natural y las columnas de Mixpile®.

### 6.1 Métodos de cálculo

Alternativa e indistintamente se pueden utilizar los siguientes métodos de cálculo:

#### 6.1.1 Método 1

Este método considera las columnas como una zona pilotada, asimilando su cálculo por tanto, al de un pilote corto de baja capacidad portante, tal y como se expone a continuación:

La resistencia característica al hundimiento de un pilote se considerará dividida en dos partes: resistencia por punta y resistencia por fuste:

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde,

$R_{ck}$  Resistencia frente a la carga vertical que produce el hundimiento.

$R_{pk}$  La parte de la resistencia que se supone soportada por la punta.

$R_{fk}$  La parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto columna-terreno en el fuste.

La resistencia de cálculo de un pilote,  $R_{cd}$ , se obtiene a partir de la resistencia característica al hundimiento,  $R_{ck}$ , aplicando los coeficientes parciales de seguridad contenidos en la Tabla 2.1 del CTE DB SE-C.

La zona de influencia de la punta se puede dividir en:

- Zona pasiva: 6D por encima de la cota de apoyo.
- Zona activa : 3D por debajo de la cota de apoyo.

El cálculo se realizará según lo indicado en el anejo F.2 del DB-SE-C.

La elección del número de pilotes o unidades Mixpile® se hará en función de las cargas totales del edificio a soportar, que serán iguales a las transmitidas por el edificio más el peso de la losa de cimentación y de las condiciones de proximidad de las columnas, ya que habrá que tener en cuenta la interacción entre las columnas, según el artículo 5.3.4.1.4 del CTE DB SE-C de consideración del efecto de grupo, y aplicando un coeficiente de eficiencia que tendrá un valor de 0,7 si las columnas se encuentran tangentes (separación entre ejes de 1 Diámetro) y un valor de 1 si la separación entre ejes es de 3 Diámetros. Para situaciones intermedias se interpola.

De esta forma:

$$N = \frac{C_{total}}{R_{cd} \times \eta} \quad \text{Ec. 2}$$

Siendo:

$N$	N.º de unidades de pilotes Mixpile®
$C_{total}$ (kN)	Carga total.
$R_{cd}$ (kN)	Resistencia cálculo frente al hundimiento de un pilote de Mixpile®.
$\eta$	Coeficiente de eficiencia.

En cuanto a los asientos, pueden formularse así según el anejo F.2.6 del C.T.E (DB SE-C):

$$S = \left( \frac{D}{40 \cdot R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) P \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

$S$ (m)	Asiento.
$E$ (kPa)	Módulo de elasticidad del material del pilote Mixpile®, oscila entre 8 y 10 MPa.
$D$ (m)	Diámetro (m) del pilote de Mixpile®.
$R_{ck}$ (kN)	Resistencia característica frente al hundimiento.
$l_1$ (m)	Longitud del pilote Mixpile® fuera del terreno, esta longitud es 0.
$l_2$ (m)	Longitud del pilote Mixpile® dentro del terreno.
$A$ (m²)	Área del pilote Mixpile®.
$P$ (kN)	Carga sobre la cabeza del pilote Mixpile®.
$\alpha$	Parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno, siendo $\alpha = 1$ para pilotes que trabajan principalmente por punta y $\alpha = 0,5$ para pilotes flotantes. En otros casos:

$$\alpha = \frac{1}{R_{ck}} (0,5 R_{fk} + R_{pk}) \quad \text{Ec. 4}$$

donde  $R_{ck}$ ,  $R_{fk}$  y  $R_{pk}$  están definidos anteriormente.

Habrà que considerar el llamado efecto grupo debido a la interferencia de las cargas y, en consecuencia el mayor asiento producido.

Se puede considerar en estos casos que toda la carga del grupo está uniformemente repartida a una profundidad  $z = \alpha l_2$  en una superficie igual a la ocupada por el grupo.

El asiento se calcula como el de una zapata equivalente, de dimensiones  $B_1$  y  $L_1$  de modo que

$$B_1 = B_{grupo} + (1 - \alpha) l_2$$

$$L_1 = L_{grupo} + (1 - \alpha) l_2$$

apoyada a la profundidad  $z$  (m) =  $\alpha l_2$

siendo:

$B_{grupo}$  la dimensión menor del grupo (m) , que se puede asimilar al ancho de la losa

$L_{grupo}$  la dimensión mayor del grupo (m), que se puede asimilar al largo de la losa,

El asiento será la suma del asiento individual y el de grupo.

#### 6.1.2 Método 2

Este método se basa en la interacción entre los pilotes y el suelo natural no mejorado en la zona de influencia de los mismos, generando un suelo equivalente homogéneo.

Las características del terreno equivalente dependen del coeficiente de tratamiento , esto es, de la relación de áreas que representa el suelo mejorado respecto al área total del terreno no mejorado (Figura 4).

$$\rho = \frac{A_{col}}{A_{total}} \quad \text{Ec. 5}$$

Los parámetros geomecánicos más importantes del diseño son la resistencia al corte sin drenaje y el módulo de deformación del suelo natural y de las columnas. La resistencia al corte sin drenaje se obtiene:

$$c_{u,equi} = c_{u,suelo} = (1 - \rho) + c_{u,mixpile} \rho \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

$c_{u,equi}$	Resistencia al corte sin drenaje del suelo equivalente.
$c_{u,suelo}$	Resistencia al corte sin drenaje del suelo natural, obtenido del Estudio geotécnico.
$c_{u,mixpile}$	Resistencia a corte-sin drenaje del pilote Mixpile®. Se puede obtener Podemos obtenerla a partir de los valores de resistencia a compresión simple mediante la siguiente expresión:

$$C_{u,mixpile} = \frac{C_{u,mixpile}}{A_{total}}$$

(A modo orientativo, véanse los valores del apartado 3.1).

Donde:

$q_{u,mixpile}$  = Resistencia a compresión simple de la columna de Mixpile®

El módulo de deformación del suelo equivalente se obtiene con la siguiente expresión:

$$E_{equi} = E_{suelo} (1 - \rho) + E_{mixpile} \rho \quad \text{Ec. 7}$$

Donde:

$E_{equi}$  Módulo de deformación del suelo equivalente.

$E_{suelo}$  Módulo de deformación del suelo natural, obtenido de Estudio Geotécnico o por correlaciones en la Tabla D.23 del CTE DB SE-C.

$E_{mixpile}$  Módulo de deformación del pilote Mixpile®. Este valor oscila entre 50 a 200 veces la resistencia a compresión simple,  $q_u$ .

El asiento vendrá definido por la expresión:

$$s_{equi} = \sum \frac{\Delta h \cdot q'_b}{E_{equi}} \quad \text{Ec. 8}$$

Siendo:

$s_{equi}$  (m) asiento equivalente.

$q'_b$  (kN/m<sup>2</sup>) la presión efectiva bruta en la base de apoyo de la losa. Se puede utilizar la presión efectiva neta,  $q'_{neta}$ , a criterio del proyectista, según el artículo 4.4.2 del CTE DB SE-C si la cimentación es parcialmente compensada.

$\Delta h$  (m) la altura del estrato en que se considera el asiento.

Profundizando más en este tema, la comprobación de asientos se puede abordar también con el modelo matemático de multicapa elástica sobre base rígida.

Empleando el método aproximado de Steinbrenner, donde el asiento de cada capa viene dado por la expresión:  $S_i = S_o - S_z$ , siendo  $S_o$  y  $S_z$  el asiento a techo y muro de la capa, calculado mediante la siguiente ecuación (para el asiento medio de la losa):

$$S_z = \frac{q'_b B}{2E} (M\phi_1 - N\phi_2) \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

$S_z$  Asiento a la profundidad  $z$ .

$q'_b$  (kN/m<sup>2</sup>) Presión efectiva bruta uniforme sobre el terreno (kN/m<sup>2</sup>). Se puede utilizar la presión efectiva neta,  $q'_{neta}$ , a criterio

del proyectista, según el artículo 4.4.2 del CTE DB SE-C si la cimentación es parcialmente compensada.

$B$ (m)	ancho de la losa (m).
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	Módulo de deformación de cada capa.
$M$	$1 - \nu^2$ .
$N$	$1 - \nu - 2\nu^2$ .
$\nu$	Coefficiente de Poisson.
$\phi_1$ y $\phi_2$	Coefficientes de influencia en función de la forma de la placa y de la profundidad ( $z$ ), obtenidos en la tabla de coeficientes correspondiente.

El asiento total ( $S$ ) se obtiene sumando los asientos de cada capa. En cada estrato se emplea los valores concretos de coeficiente de Poisson, profundidad, módulo de deformación.

La carga de hundimiento para el caso de los terrenos coherentes se calculará mediante la expresión 4.8 del CTE DB SE-C en el apartado 4.3.2.1.

Habitualmente el cálculo se realiza en situación de corto plazo o sin drenaje, por tanto la expresión se transforma y se reduce a:

$$q_h = C_{u,equi} N_c d_c s_c i_c t_c + q'_{ok} N_q d_q s_q i_q t_q \quad \text{Ec. 10}$$

$C_{u,equi}$  = Resistencia al corte sin drenaje del suelo equivalente.

Coefficientes de capacidad de carga:

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 1$$

Coefficientes correctores de influencia de la profundidad:

$q_{ok}$  = sobrecarga de tierras a la profundidad de la cimentación.

$$d_c = 1 + 0,34 (\arctan D/B^*)$$

$$d_q = 1$$

Coefficientes correctores de influencia de la forma:

$$s_c = 1 + 0,2 B^*/L^*$$

$$s_q = 1$$

Además, los coeficientes de influencia de inclinación de la carga o de proximidad a un talud, se encuentran en el apartado F.1.1.1 del CTE DB SE-C.

$i_c, i_q, i_\gamma$  = coeficientes de inclinación de carga.

$t_c, t_q, t_\gamma$  = coeficientes de proximidad a un talud.

Hay que indicar que, en el caso de los terrenos granulares, la presión admisible suele estar limitada por los asientos por lo que para calcularla se empleará la siguiente fórmula indicada en el anexo E.5 del CTE DB SE Cimentos:

$$K_s = \frac{q}{s} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

$q$  Presión (kN/m<sup>2</sup>).

$s$  Asiento producido (m).

De la cual se deduce lo siguiente:

$$K_s (\text{kN} / \text{m}^3) = N \cdot f \cdot q_{adm} (\text{kPa}) \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

$f$  Factor de seguridad empleado para minorar la presión.

$N$  Factor que depende del asiento máximo admisible ( $N = 1/s$  (m).

$K_s$  Módulo de balasto, para una cimentación de ancho  $b$ .

$q_{adm}$  Presión admisible.

Hallamos  $K_s$ , según las fórmulas de Terzaghi:

Para terreno Granular

$$K_s = K_{30} \cdot \left( \frac{b + 0,3}{2b} \right)^2 (\text{kN/m}^3) \quad \text{Ec. 13}$$

Siendo  $b$ , el lado menor de la losa.

El  $K_{30}$ , módulo de balasto para una placa de ancho 30 cm, en el caso de tener una mezcla de suelos será el siguiente:

$$K_{30, \text{equi}} = K_{30, \text{suelo}} (1 - \rho) + K_{30, \text{mixpile}} \rho \quad \text{Ec. 14}$$

Por lo que la presión admisible será:

$$q_{adm} = \frac{K_s \cdot s}{f} (\text{kN/m}^2) \quad \text{Ec. 15}$$

## 7. REFERENCIAS DE UTILIZACIÓN

La empresa MIXAN MIX ANDALUCIA, S.L., lleva trabajando desde el 2001. El fabricante aporta como referencia las siguientes obras.

- Urbanización Caribe-Playa, en Marbella (Málaga). Parcela de 462 m<sup>2</sup>; 205 unidades Mixpile®, 1.027 m. Año 2002.
- 96 viviendas en C/. Ntra. Sra. De Gracia. Málaga. Parcela de 427 m<sup>2</sup>; 203 unidades Mixpile®, 1.115 m. Año 2003.
- 28 viviendas en Sector VM-7. Málaga. Parcela de 1.073 m<sup>2</sup>. 477 unidades Mixpile®, 2.623 m. Año 2006.
- Polideportivo de Riogordo. Málaga. Parcela de 795 m<sup>2</sup>. 354 unidades Mixpile®, 1.767 m. Año 2006.
- 6 naves industriales en Málaga. Parcela de 1.747 m<sup>2</sup>. 770 unidades Mixpile®, 4.660 m. Año 2006.
- 128 viviendas en C/. Querol. Melilla. Parcela de 3.960 m<sup>2</sup>. 1.346 unidades Mixpile®, 7.829 m. Año 2007.

- Concesionario Mercedes en Málaga. 2.380 m<sup>2</sup> de parcela. 922 unidades Mixpile®, 3.402 m. Año 2009.
- Teatro Kursaal de Melilla. Parcela de 1.234 m<sup>2</sup>. 441 unidades Mixpile®, 3.042 m. Año 2009.
- Centro Social en Málaga. Parcela de 300 m<sup>2</sup>. 153 unidades Mixpile®, 420 m. Año 2009.
- Biblioteca "El Torcal". Málaga. Parcela de 420 m<sup>2</sup>. 195 unidades Mixpile®, 967 m. Año 2009.
- 16 viviendas en C/. Miguel Zazo, Melilla. Parcela de 350 m<sup>2</sup>. 120 unidades Mixpile®, 1.044 m. Año 2010.
- Parque acuático en Jaén. Parcela de 1.350 m<sup>2</sup>. 358 unidades Mixpile®, 2.150 m. Año 2010.
- P.I. Casabermeja. Málaga. Parcela de 1.350 m<sup>2</sup>. 358 unidades Mixpile®, 2.150 m. Año 2010.
- Centro Socio-Cultural en Pontevedra. Parcela de 398 m<sup>2</sup>. 218 unidades Mixpile®, 1.198 m. Año 2010.

El IETcc ha realizado diversas visitas a obras verificando que la puesta en obra es conforme a lo especificado en este documento.

## 8. ENSAYOS

### 8.1 Ensayos de identificación de los materiales

Las empresas suministradoras de los materiales o componentes han aportado, mediante certificación, los valores característicos de los mismos.

### 8.2 Ensayos de aptitud de empleo

#### 8.2.1 Ensayos de comportamiento mecánico

Estos ensayos se han realizado en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc). La descripción detallada y resultados de los mismos se reflejan en el informe 19.313-01.

Se extraen 12 probetas de terreno mejorado en dos tipos de suelo distintos, las primeras correspondientes a la obra del centro sociocultural de Cangas (Pontevedra) y las segundas de una obra de una nave polivalente en el Polígono Industrial Casabermeja (Málaga).

El suelo de partida de la obra de Cangas se trata de un terreno granular y el suelo de partida de la obra en P.I. Casabermeja es un terreno coherente.

Las probetas son cilíndricas de 15 × 30 cm refrentadas con mortero de azufre.

3 probetas son ensayadas a 7 días en obra. 3 probetas son ensayadas a 60 días en el IETcc. 6 probetas de las 12 de cada obra, se entierran en contenedores y se exponen a raíces en unas condiciones específicas según norma UNE 13.948:2007 y se ensayan a 90 y a 270 días.



Se realizan ensayos a compresión. Se exponen a continuación los resultados de los ensayos realizados en el IETcc:

#### 8.2.1.1 Terreno Granular (Cangas)

Los ensayos realizados en el IETcc han dado los siguientes resultados:

Id. Muestra	Edad (días)	Carga (kN)	Resistencia (MPa)
Cangas 1-1	60	223,0	12,6
Cangas 1-2	60	313,9	17,8
Cangas 1-3	60	386,3	21,9
Cangas 2-1	90	226,6	12,8
Cangas 2-2	90	167,6	9,5
Cangas 2-3	90	141,4	8,00
Cangas 3-1	270	222,4	12,6
Cangas 3-2	270	201,4	11,4
Cangas 3-3	270	257,5	14,6

#### 8.2.1.2 Terreno coherente (Casabermeja)

Id. Muestra	Edad (días)	Carga (kN)	Resistencia (MPa)
Casabermeja 1-1	60	297,1	16,8
Casabermeja 1-2	60	286,7	16,2
Casabermeja 1-3	60	215,6	12,2
Casabermeja 2-1	90	301,5	17,1
Casabermeja 2-2	90	328,9	18,6
Casabermeja 2-3	90	417,1	23,6
Casabermeja 3-1	270	282,6	16,0
Casabermeja 3-2	270	302,3	17,1
Casabermeja 3-3	270	187,1	10,6

#### 8.2.2 Prueba de carga con placa

Este ensayo ha sido realizado por el laboratorio ENYPSA en junio de 2011. El método de ensayo y resultados del mismo se describen en el informe 9181/1/3 de dicho laboratorio.

Este ensayo está realizado conforme a la norma NLT-357/98.

Previo nivelado de las desigualdades del terreno en la zona donde se realiza la placa, mediante la extensión de una capa de arena seca de granulometría media, se sometió al terreno a sucesivas cargas a fin de medir los asentamientos producidos por las mismas mediante una placa circular de  $f$  30 cm con un gato hidráulico.

Los asentamientos se han medido utilizando 3 comparadores con apreciación de 0,01 mm, colocados sobre la placa formando triángulo equilátero. El asentamiento en cada escalón, es la media aritmética de los tres comparadores.

#### Módulo de compresibilidad

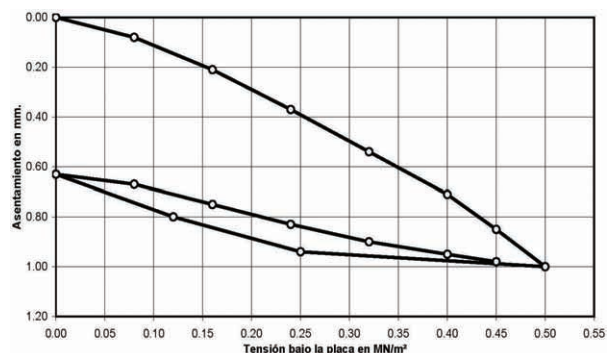
El Módulo de Compresibilidad  $E$  en cada ciclo se ha determinado entre las presiones  $0,3 \sigma_{m\acute{a}x}$  y  $0,7 \sigma_{m\acute{a}x}$ .

Ciclo 1  $E_1 = 109.8 \text{ MN/m}^2$

Ciclo 2  $E_2 = 250.0 \text{ MN/m}^2$

Relación de módulos:  $E_1/E_2 = 2.28$ .

#### Diagrama carga-asiento:



### 9. EVALUACIÓN DE LA APTITUD DE EMPLEO

El Sistema, tal y como se describe en este Documento, es apto para el fin de refuerzo y mejora de terrenos al que se destina.

#### 9.1 Cumplimiento de la normativa nacional

##### 9.1.1 SE - Seguridad estructural

La presente evaluación técnica y los ensayos realizados, han permitido comprobar que el modelo de cálculo propuesto es coherente con el comportamiento del Sistema.

Antes de decidir o implementar cualquier tipo de mejora o refuerzo del terreno deben establecerse adecuadamente las condiciones iniciales del terreno mediante el oportuno estudio geotécnico (DB SE-C).

Será necesario un proyecto en el cual se establecerán las especificaciones de los materiales a emplear, las propiedades del terreno tras su mejora y las condiciones constructivas y de control.

Los criterios de aceptación, fijados en el proyecto para el método de cálculo que pueda adoptarse de mejora del terreno, consistirán en unos valores mínimos de determinadas propiedades del terreno tras su mejora. La consecución de estos valores o de valores superiores a los mínimos, tras el proceso de mejora, debe ser adecuadamente contrastada.

##### 9.1.2 SI - Seguridad en caso de incendio

No procede.

##### 9.1.3 SU - Seguridad de utilización

No procede.

##### 9.1.4 HS - Salubridad

Los componentes del Sistema, una vez instalado, según declara el fabricante del mismo, no contienen ni liberan sustancias peligrosas de acuerdo a la legislación nacional y europea.

#### 9.1.5 HR - Protección frente al ruido

No procede.

#### 9.1.6 HE - Ahorro de energía

No procede.

### 9.2 Utilización del producto. Puesta en obra y limitaciones de uso

#### 9.2.1 Puesta en obra

Se deberá tener en cuenta el informe geotécnico, las condiciones de las construcciones, carreteras, servicios, etc., adyacentes a la obra, las estructuras y canalizaciones de servicios subterráneas existentes, y limitaciones de infraestructuras urbanas o arqueológicas conocidas.

Asimismo se deberá tener en cuenta la contaminación subterránea o riesgos que puedan afectar al método de ejecución, la seguridad del trabajo o la eliminación del material de excavación del emplazamiento.

Se aconseja estudiar en cada caso la colocación de un colchón de grava o zahorra compactada en función de la separación entre pilares, espesor de la losa, la separación entre columnas de Mixpile® y tipo de terreno para conseguir una mayor uniformidad en la transmisión de cargas.

#### 9.2.2 Limitaciones de uso

La presente evaluación técnica cubre únicamente las aplicaciones del sistema recogidas en este documento en el apartado 1.

### 9.3 Gestión de residuos

Se seguirán las especificaciones del Real Decreto 105/2008 por el que se regula la Producción y Gestión de los Residuos de Construcción y Demolición, así como las reglamentaciones autonómicas y locales que sean de aplicación.

## 10. CONCLUSIONES

Considerando que los métodos de cálculo utilizados están contrastados, el proceso de puesta en obra es autocontrolado y además controlado externamente y que existe una asistencia técnica por parte del fabricante, se estima suficiente y se valora favorablemente en este DIT la idoneidad de empleo del sistema propuesto por el fabricante.

#### LOS PONENTES:

Tomás Amat Rueda,                      Pilar R.-Monteverde,  
Dr. Ing. de Caminos, C. y P.      Dra. Arquitecto

## 11. OBSERVACIONES DE LA COMISIÓN DE EXPERTOS

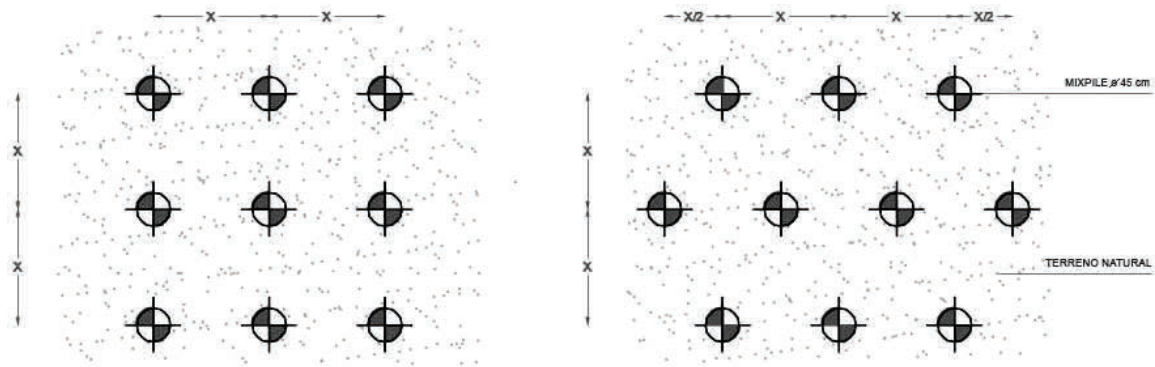
Las principales observaciones de la Comisión de Expertos, en sesión celebrada en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja el 28 de noviembre de 2011<sup>(1)</sup>, fueron las siguientes:

- Para asegurar la viabilidad del Sistema será preciso la realización de un Estudio Geotécnico para caracterizar las propiedades iniciales del terreno, para la obra concreta y de acuerdo con las indicaciones del capítulo 3 del CTE DB-SE-C. Se definirán los parámetros del sistema teniendo en cuenta los resultados obtenidos en dicho Estudio Geotécnico y las características y cargas del edificio u obra a implantar. Particularmente se tendrá en cuenta el nivel freático, especialmente cuando se prevean corrientes de agua subterránea y terrenos granulares.
- Para terrenos en los que pueda haber licuefacción y zonas de alta sismicidad se deberá realizar un estudio más específico.
- Debe verificarse que el terreno de apoyo del sistema de columnas Mixpile® soporta el incremento de cargas producido por el conjunto de la estructura y el propio sistema.
- Debe tenerse en cuenta al ejecutar el sistema la interrelación del proceso con las edificaciones e infraestructuras colindantes.
- La separación entre unidades Mixpile® debe asegurar que el terreno se comporta homogéneamente.
- La losa debe ser lo suficientemente rígida para garantizar un reparto uniforme de las cargas.
- Se recomienda que una copia del presente Documento de Idoneidad Técnica se incorpore al Libro del Edificio.

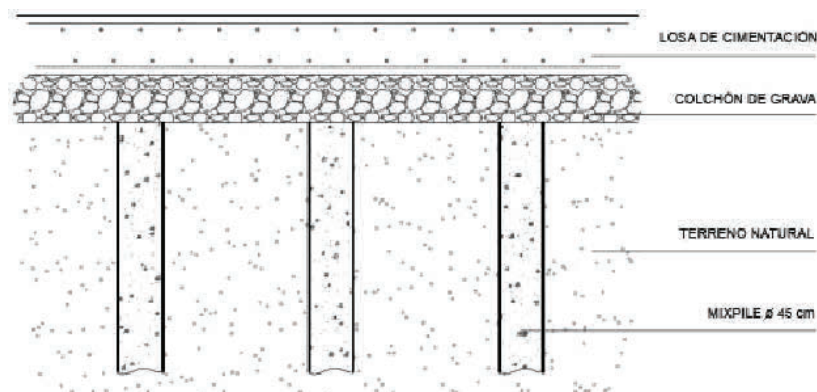
<sup>(1)</sup> La Comisión de Expertos estuvo integrada por representantes de los siguientes Organismos y Entidades:

- Ministerio de Fomento.
- Universidad Politécnica de Madrid (ETS de Arquitectura y ETS de Ingenieros Agrónomos).
- Ministerio de Defensa, Laboratorio de Ingenieros del Ejército.
- FCC Construcción, S.A.
- FERROVIAL-AGROMAN, S.A.
- Dragados, S.A.
- ACCIONA INFRAESTRUCTURAS. DIR. INGENIERÍA.
- ANDIMAT (Asociación Nacional de Fabricantes de Materiales Aislantes).
- Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc).

## FIGURAS

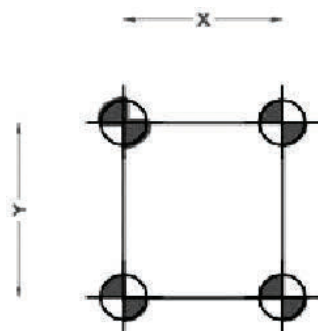


**Figura 1.** Distribución en malla de los pilotes Mixpile®.

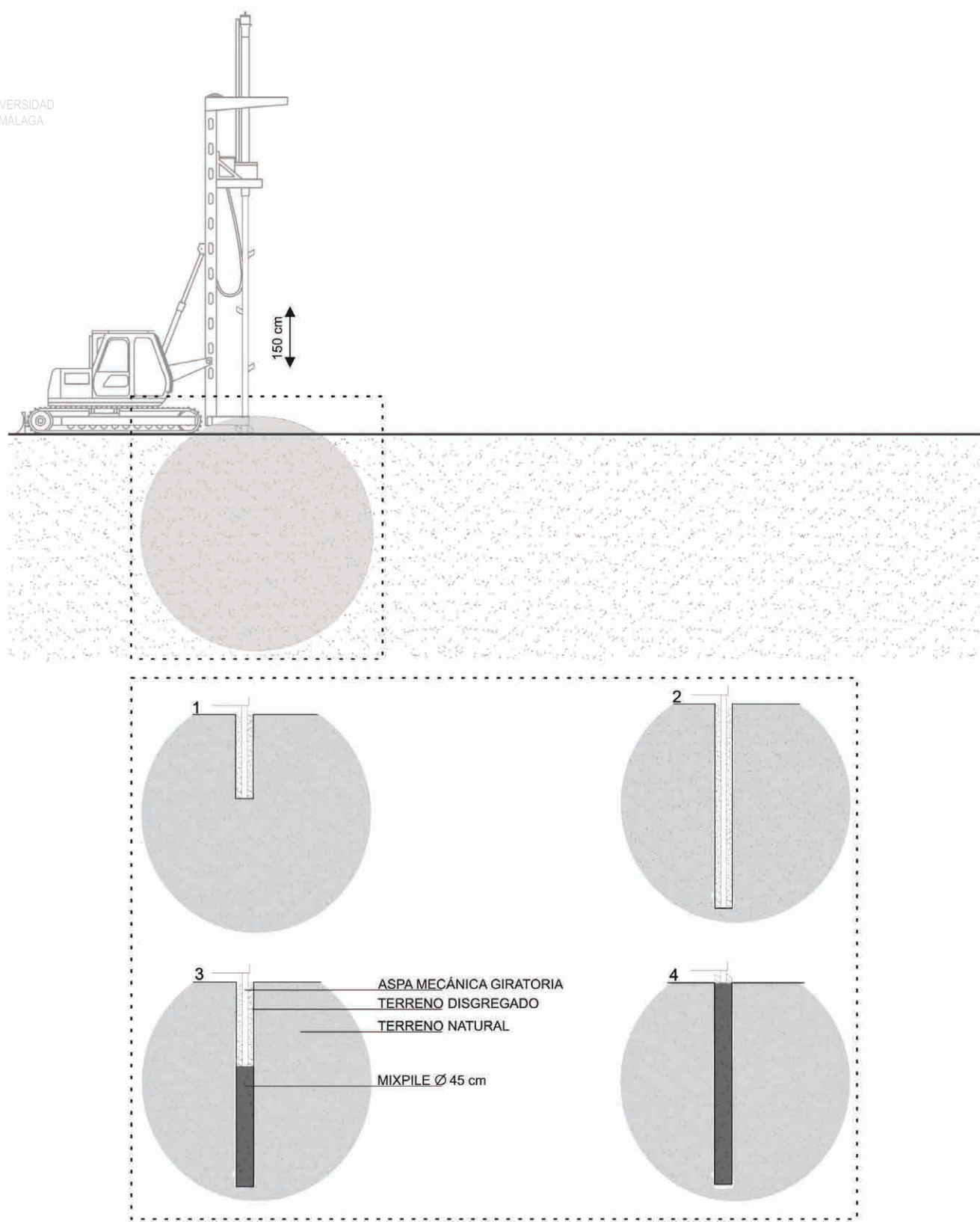


**Figura 2.** Losa de cimentación apoyada en pilotes Mixpile®.

El colchón de grava o zahorra compactada no forma parte del sistema.  
Se colocará posteriormente en caso de considerarse necesario y su espesor (20-60 cm) será función del tipo de terreno, separación entre Mixpile®, espesor de la losa y localización de las cargas.



**Figura 3.** Parámetro  $\alpha$  de relación entre áreas.



**Figura 4.** Proceso ejecución de pilotes Mixpile®.



## C – TABLAS DE CORRELACIONES



Correlaciones																																									
	Freático	Terr_nat	Rel_sin_cla	Clasif_num	Finos	Arenas	Gravas	LL	LP	IP	SPT	Ang_roz	Res_cor	Niv_Freat	SPT2	NO_Ang_roz2	NO_Res_cor2	Mod_def	Freático	Punta	Fuste	Q_admis	alfa	Longitud	Tension	Prop_cem	Tipo_cem	Tension_7	Tension_28	K30	K30_estim	Densidad	Consumo	Humedad_máx pile	Humedad_terr eno	Humedad_ínci al	Humedad_fina l	Resist_28_d	Factor		
Freático	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	1	.143	-.094	.071	-.111	.101	.082	.033	-.049	.114	-.083	.054	-.085	.425	.014	.014	-.405	.394	-.038	.123	.073	-.109	.120	.177	-.129	.190	-.401	-.542	.114	.428	.114	-.215	.191	.191	.011	.088	.045	.072	.174	
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Terr_nat	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.143	1	-.473	-.106	.161	-.005	-.261	.157	.089	.208	.140	-.033	.391	.102	-.139	-.297	-.223	.265	-.195	.513	.097	-.207	.215	.207	.120	.288	.045	-.071	-.793	-.029	-.006	-.194	-.194	.138	.058	-.181	-.151	.136		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Rel_sin_cla	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	-.094	-.473	1	.027	-.050	.041	-.003	-.082	-.009	-.147	-.152	-.085	-.190	-.059	-.144	-.103	.012	-.249	-.067	-.371	-.321	.146	.009	-.179	-.181	-.091	-.052	.050	.218	-.263	.077	.148	.148	-.040	.020	.238	.147	-.004		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Clasif_num	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.071	-.106	.027	1	-.852	.572	.700	-.567	-.612	-.449	.294	.291	-.534	-.115	.282	.452	-.056	.173	.629	-.272	.530	.239	-.024	.076	.085	-.120	.040	-.050	.277	.405	.018	-.177	-.177	-.031	-.102	-.232	-.008	-.124		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Finos	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	-.111	.161	-.050	-.852	1	-.811	-.630	.606	.600	.536	-.282	-.233	.522	-.092	-.169	-.452	.143	-.035	-.660	.227	-.528	-.390	.016	.004	-.083	.120	-.066	.019	-.614	-.400	-.094	.177	.177	.142	.211	.204	-.062	.155		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Arenas	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.101	-.005	.041	.572	-.811	1	.068	-.677	-.676	-.594	.136	.095	-.374	.239	-.123	.259	-.080	.274	.428	-.036	.399	.297	.092	.017	.034	-.029	.124	.068	.525	.356	.078	-.175	-.175	-.158	-.226	-.178	.052	-.095		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Gravas	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.082	-.261	-.003	.700	-.630	.068	1	-.108	-.127	-.076	.337	.268	-.409	-.130	.454	.392	-.271	-.265	.512	-.331	.327	.267	-.175	.051	.094	-.170	-.072	-.138	.644	.222	.022	-.064	-.064	-.047	-.072	-.123	.019	-.184		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
LL	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.033	.157	-.082	-.567	.606	-.677	-.108	1	.940	.936	-.055	-.225	.331	.074	.129	-.349	.000	.140	-.517	.168	-.433	-.292	.088	.087	-.125	.141	-.113	-.122	-.463	-.417	-.207	.241	.241	.044	.140	.190	.020	.073		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
LP	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	-.049	.089	-.009	-.612	.600	-.676	-.127	.940	1	.799	-.152	-.164	.399	.046	.149	-.326	.089	.082	-.469	.081	-.437	-.253	.029	-.111	-.084	.131	-.092	-.086	-.576	-.441	-.168	.207	.207	.030	.113	.169	.082	.111		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
IP	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.114	.208	-.147	-.449	.536	-.594	-.076	.936	.799	1	.051	-.259	.220	.094	.092	-.327	-.083	.181	-.500	.235	-.374	-.296	.137	.278	-.150	.134	-.121	-.144	-.310	-.340	-.222	.248	.248	.051	.150	.188	-.046	.024		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
SPT	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	-.083	.140	-.152	.294	-.282	.136	.337	-.055	-.152	.051	1	.178	-.293	-.053	.307	.181	-.134	-.162	.336	-.229	.268	.017	-.029	.136	.342	.054	.187	.176	.409	.302	.057	-.197	-.197	.157	.076	-.142	-.220	-.076		
N		49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Ang_roz	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	.054	-.033	-.085	.291	-.233	.095	.268	-.225	-.164	-.259	.178	1	-.160	.035	.136	.551	-.032	-.056	.278	-.156	.290	-.055	-.123	.183	.229	-.169	.097	-.060	.074	.153	.009	-.017	-.016	-.293	-.291	-.113	.345	-.312		
N		49	49	49	49	49																																			

		Freático	Terr_nat	Rel_sin_cla	Clasif_num	Finos	Arenas	Gravas	LL	LP	IP	SPT	Ang_roz	Res_cor	Niv_Freat	SPTZ	NO_Ang_roz2	NO_Res_cor2	Mod_def	Freático	Punta	Fuste	Q_admis	alfa	Longitud	Tension	Prop_cem	Tipo_cem	Tension_7	Tension_28	K30	K30_estim	Densidad	Consumo	Humedad_max pile	Humedad_terr eno	Humedad_inic ial	Humedad_fina l	Resist_28_d	Factor
K30	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,428	-,793	,218	,277	-,614	,525	,644	-,463	-,576	-,310	,409	,074	-,899	-,147	-,579	,426	-,980	b	-,088	,620	-,609	,598	,346	,236	,093	,027	,065	,861	,891	1	,896	,237	,727	,727	,089	,380	,916	-,064	-,585
		,472	,109	,725	,652	,271	,364	,241	,433	,309	,612	,494	,906	,038	,813	,306	,475	,126		,888	,264	,276	,287	,568	,702	,882	,966	,918	,225	,196		,040	,702	,164	,164	,887	,529	,029	,919	,300
	N	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
K30_estim	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,114	-,029	-,263	,405	-,400	,356	,222	-,417	-,441	-,340	,302	,153	-,362	-,205	,206	,558	-,044	b	-,125	,643	,096	,804	,061	,113	,170	-,058	,254	,073	,024	,896	1	,040	-,202	-,202	-,147	-,220	-,201	-,078	,146
		,479	,859	,097	,009	,010	,022	,162	,007	,004	,029	,055	,340	,020	,198	,197	,000	,853		,436	,000	,550	,000	,703	,483	,288	,719	,110	,651	,881	,040	,804	,205	,205	,360	,168	,207	,628	,363	
	N	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	20	0	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
Densidad	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	-,215	-,006	,077	,018	-,094	,078	,022	-,207	-,168	-,222	,057	,009	-,141	-,095	,030	,081	,024	b	-,085	,242	-,147	,111	,199	-,035	-,030	-,017	,050	,133	,171	,237	,040	1	-,434	-,434	-,001	-,175	,004	-,102	-,037
		,137	,967	,597	,904	,519	,595	,878	,153	,249	,125	,696	,950	,340	,521	,840	,582	,919		,564	,097	,318	,454	,174	,812	,841	,910	,733	,367	,239	,702	,804	,002	,002	,995	,230	,977	,486	,799	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Consumo	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,191	-,194	,148	-,177	,177	-,175	-,064	,241	,207	,248	-,197	,017	-,025	,032	-,024	-,100	-,250	b	,030	-,288	,034	-,265	-,107	,118	-,095	-,269	,010	-,127	-,111	,727	-,202	-,434	1	1,000	-,169	,234	,850	,450	-,267
		,188	,181	,310	,223	,224	,229	,663	,095	,154	,086	,175	,911	,865	,830	,869	,501	,274		,842	,047	,819	,068	,468	,424	,522	,062	,948	,390	,448	,164	,205	,002	,000	,245	,106	,000	,001	,063	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Humedad_max pile	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,191	-,194	,148	-,177	,177	-,175	-,064	,241	,207	,248	-,197	,016	-,025	,032	-,024	-,099	-,250	b	,030	-,288	,034	-,265	-,107	,118	-,095	-,269	,010	-,127	-,111	,727	-,202	-,434	1,000	1	-,169	,234	,850	,450	-,267
		,188	,181	,309	,223	,224	,229	,663	,095	,154	,086	,175	,912	,865	,831	,869	,502	,273		,842	,047	,819	,068	,468	,424	,521	,062	,947	,391	,448	,164	,205	,002	,000	,245	,106	,000	,001	,064	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Humedad_terr eno	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,011	,138	-,040	-,031	,142	-,158	-,047	,044	,030	,051	,157	-,293	,030	-,149	,141	-,137	-,179	b	-,253	-,205	-,040	-,166	-,252	,000	-,116	-,010	,131	,010	,103	,089	-,147	-,001	-,169	-,169	1	,919	-,042	-,834	,397
		,938	,344	,787	,831	,330	,279	,751	,766	,837	,726	,283	,044	,838	,311	,339	,354	,439		,083	,161	,785	,258	,084	,998	,431	,948	,368	,945	,481	,887	,360	,995	,245	,245	,000	,774	,000	,005	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Humedad_inic ial	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,088	,058	,020	-,102	,211	-,226	-,072	,140	,113	,150	,076	-,291	,019	-,133	,128	-,173	-,280	a	-,234	-,314	-,026	-,287	-,287	,046	-,151	-,117	,134	-,040	,057	,380	-,220	-,175	,234	,234	,919	1	,299	-,642	,285
		,548	,691	,890	,486	,145	,119	,625	,338	,441	,304	,605	,045	,896	,369	,387	,241	,255		,109	,030	,862	,066	,048	,754	,306	,423	,360	,785	,696	,529	,168	,230	,106	,106	,000	,037	,000	,047	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Humedad_fina l	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,045	-,181	,238	-,232	,204	-,178	-,123	,190	,169	,188	-,142	-,113	-,085	-,054	,026	-,078	-,220	b	-,022	-,196	-,012	-,229	-,010	,177	-,129	-,310	,106	-,030	,034	,916	-,201	,004	,850	-,850	-,042	,299	1	,332	-,264
		,760	,212	,099	,108	,159	,222	,400	,191	,245	,197	,332	,443	,567	,717	,862	,599	,338		,882	,181	,934	,118	,945	,229	,383	,030	,468	,837	,819	,029	,207	,977	,000	,000	,774	,037		,020	,066
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Resist_28_d	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,072	-,151	,147	-,008	-,062	,052	,019	,020	,082	-,046	-,220	,345	,058	,094	,015	,131	,260	b	,180	,078	-,063	,000	,159	-,051	-,108	-,076	-,124	-,057	-,176	-,064	-,078	-,102	,450	,450	-,834	-,642	,332	1	-,338
		,624	,301	,313	,955	,674	,720	,899	,893	,575	,751	,129	,016	,697	,526	,917	,374	,255		,221	,597	,670	,997	,280	,731	,463	,606	,396	,700	,227	,919	,628	,486	,001	,001	,000	,000	,020		,018
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Factor	Correlación de Pearson Sig. (bilateral)	,174	,136	-,004	-,124	,155	-,095	-,184	,073	,111	,024	-,076	-,312	,098	,043	,025	,043	-,163	b	,032	-,085	,062	,062	-,279	-,090	-,164	,164	,226	,062	,072	-,585	,146	-,037	-,267	-,267	,397	,285	-,264	-,338	1
		,232	,352	,981	,395	,288	,516	,205	,617	,447	,869	,605	,031	,506	,771	,866	,771	,480		,827	,564	,677	,676	,055	,543	,265	,261	,119	,676	,624	,300	,363	,799	,063	,064	,005	,047	,066	,018	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49

\*\*. La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

\*. La correlación es significativa en el nivel 0,05 (bilateral).

b. No se puede calcular porque, como mínimo, una de las variables es constante.



		Frático	Terr_nat	Rel_sin_cla	Clasif_num	Finos	Arenas	Gravas	LL	LP	IP	SPT	Ang_roz	Res_cor	Niv_Freat	SPT2	NO_Ang_roz2	NO_Res_cor2	Mod_def	Fratico	Punta	Fuste	Q_admis	alfa	Longitud	Tension	Prop_cem	Tipo_cem	Tension_7	Tension_28	K30	K30_estim	Densidad	Consumo	Humedad_mx pile	Humedad_terr eno	Humedad_inic ial	Humedad_fina l	Resist_28_d	Factor
Tension	Coefficiente de correlación	,202	,172	-,146	,116	-,064	,187	,024	-,051	-,243	,088	,256	,210	-,251	,074	-,215	,013	-,098		,234	,127	,143	,228	-,132	,066	1,000	-,086	,015	-,076	-,127	0,000	,306	,009	-,136	-,136	-,185	-,227	-,201	-,026	-,141
	Sig. (bilateral)	,168	,241	,321	,432	,666	,203	,872	,731	,096	,551	,079	,151	,085	,619	,143	,932	,673		,110	,389	,333	,120	,373	,657		,561	,917	,608	,389	1,000	,052	,951	,356	,356	,208	,120	,171	,860	,338
	N	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	5	41	48	48	48	48	48	48	48	48
Prop_cem	Coefficiente de correlación	-,108	,120	-,194	,129	-,154	,046	,143	-,146	-,101	-,153	,261	,162	-,130	,106	,003	,236	-,175		,070	,131	-,115	,017	,087	-,392	-,086	1,000	-,099	,393	,376	-,300	-,129	-,001	-,297	-,297	-,008	-,106	-,394	-,104	,129
	Sig. (bilateral)	,460	,410	,181	,378	,292	,752	,328	,317	,490	,293	,071	,273	,380	,473	,982	,107	,448		,637	,376	,437	,907	,556	,006	,561	,500	,006	,008	,624	,422	,997	,038	,038	,955	,470	,005	,478	,377	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Tipo_cem	Coefficiente de correlación	,208	,288	-,091	-,109	,172	,010	-,054	,138	,113	,131	,083	-,193	,073	,030	,065	-,096	-,506		,162	,103	,097	,271	,032	,025	-,015	1,000		,340	,329	0,000	,234	,037	,010	,010	,138	,156	,111	-,113	,244
	Sig. (bilateral)	,152	,044	,535	,454	,238	,944	,713	,344	,441	,371	,570	,188	,624	,839	,661	,517	,019		,272	,486	,512	,063	,829	,868	,917	,500		,018	,021	1,000	,140	,801	,944	,944	,345	,286	,447	,441	,091
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Tension_7	Coefficiente de correlación	-,410	,087	-,029	,010	,027	,138	,072	-,112	-,040	-,076	,080	,043	-,039	,048	,005	,180	-,085		,164	,093	-,085	,055	,174	-,107	-,076	-,393	,340	1,000	,862	,300	-,095	,109	-,087	-,087	-,005	-,023	-,029	-,026	-,056
	Sig. (bilateral)	,004	,557	,847	,946	,858	,350	,629	,449	,789	,610	,588	,774	,794	,747	,974	,220	,713		,265	,531	,566	,712	,237	,470	,608	,006	,018		,000	,624	,554	,462	,557	,557	,974	,878	,843	,860	,706
	N	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	5	41	48	48	48	48	48	48	48	48
Tension_28	Coefficiente de correlación	-,548	-,052	,033	-,056	,097	,081	,044	-,119	-,064	-,077	,034	-,117	-,089	-,088	,076	,081	-,051		,042	,116	-,188	,027	,212	-,171	-,127	,376	,329	,862	1,000	,300	-,101	,162	-,064	-,064	,082	,074	,033	-,163	-,028
	Sig. (bilateral)	,000	,721	,821	,701	,507	,580	,765	,414	,662	,597	,815	,429	,546	,553	,608	,583	,827		,776	,433	,202	,855	,147	,244	,389	,008	,021	,000		,624	,529	,267	,861	,861	,575	,611	,823	,265	,846
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
K30	Coefficiente de correlación	,224	-,866	,289	,264	-,500	,300	,224	-,410	-,410	-,410	,400	,051	-,821	-,354	-,783	,300	-,1,000		-,289	,500	-,700	,400	,600	-,100	0,000	-,300	0,000	,300	,300	1,000	,975	,447	,700	,700	0,000	,100	,900	,100	-,300
	Sig. (bilateral)	,718	,058	,638	,668	,391	,624	,718	,493	,493	,493	,505	,935	,089	,559	,118	,624			,638	,391	,188	,505	,285	,873	1,000	,624	1,000	,624	,624		,005	,450	,188	,188	1,000	,873	,037	,873	,624
	N	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	0	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
K30_estim	Coefficiente de correlación	,126	,014	-,266	,387	-,389	,327	,247	-,347	-,414	-,288	,356	,164	-,389	-,150	,092	,480	-,158		-,093	,649	,095	,841	,028	,129	,306	-,129	,234	-,095	-,101	,975	1,000	,122	-,215	-,215	-,088	-,130	-,118	-,087	,227
	Sig. (bilateral)	,431	,931	,093	,012	,012	,037	,120	,026	,007	,068	,022	,305	,012	,349	,569	,001	,505		,561	,000	,553	,000	,862	,422	,052	,422	,140	,554	,529	,005	,449	,177	,177	,584	,418	,464	,588	,153	
	N	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	20	0	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	5	41	41	41	41	41	41	41	41	41
Densidad	Coefficiente de correlación	-,207	0,000	,072	,025	-,117	,093	,127	-,135	-,147	-,152	,112	-,019	-,189	-,090	,120	,086	,038		-,082	,271	-,120	,131	,091	,001	,009	-,001	,037	,109	,162	,447	,122	1,000	-,456	-,456	-,006	-,143	,092	-,094	-,011
	Sig. (bilateral)	,154	1,000	,622	,865	,423	,527	,383	,355	,315	,296	,442	,896	,199	,543	,416	,563	,872		,581	,063	,417	,374	,537	,994	,951	,997	,801	,462	,267	,450	,449		,001	,001	,965	,326	,528	,520	,938
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Consumo	Coefficiente de correlación	,199	-,180	,126	-,173	,229	-,195	-,076	,181	,196	,195	-,122	,042	,154	,066	-,018	-,089	-,250		,062	-,335	-,044	-,278	-,082	,124	-,136	-,297	,010	-,087	-,064	,700	-,215	-,456	1,000	1,000	-,160	,218	,787	,446	-,203
	Sig. (bilateral)	,171	,216	,388	,236	,113	,179	,602	,213	,176	,179	,403	,776	,297	,658	,905	,547	,274		,676	,020	,768	,056	,579	,401	,356	,038	,944	,557	,861	,188	,177	,001		,272	,133	,000	,001	,162	
	N	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	48	48	48	48	48	21	0	48	48	48	48	48	48	48	49	49	48	49	5	41	49	49	49	49	49	49	49	49
Humedad_mx pile	Coefficiente de correlación	,199	-,180	,126	-,173	,229	-,195	-,076	,181	,196	,195	-,122	,042	,154	,066	-,018	-,089	-,250		,062	-,335	-,044	-,278	-,082	,124	-,136	-,297	,010	-,087	-,064	,700	-,215	-,456	1,000	1,000	-,160	,218	,787	,446	-,203
	Sig. (bilateral)	,171	,216	,388	,236	,113	,179	,602	,213	,176	,179	,403	,776	,297	,658	,905	,547	,274		,676	,020	,768	,056	,579	,401	,356	,038	,944	,557	,861</										